



TITLE:

節杭を用いたプレボーリング杭工法の根固め部における杭体構造に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

今, 広人

CITATION:

今, 広人. 節杭を用いたプレボーリング杭工法の根固め部における杭体構造に関する研究. 京都大学, 2013, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2013-03-25

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k17528>

RIGHT:

節杭を用いたプレボーリング杭工法
の根固め部における杭体構造
に関する研究

2013 年

今 広人

要旨

日本における土木分野の杭基礎工法は、場所打ち杭工法が主流であり、道路橋基礎における杭基礎工法全体の 80%程度を占めている。近年の日本における経済環境を考えると建設コストの削減は必須事項であり、建設発生土や二酸化炭素などの削減も環境負荷を抑制するためには重要である。そこで土木分野で適用可能な杭基礎工法の一つで、あらかじめ工場にて製造した既製杭を用いる埋込み杭（プレボーリング杭工法、中掘り杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法）は、建設コストや環境負荷の削減とともに、都市部における施工時の振動や騒音などの周辺環境への影響を抑えることができる。建築分野においては、上記の問題を解決するために、既製コンクリート杭を用いたプレボーリング杭工法が多く開発され、すでに実用化されている。この工法の特長は、特殊形状のコンクリート杭（主に節杭）を用い、杭先端部に築造する根固め部（現地の土砂とセメントミルクを混合攪拌して造成する高強度のソイルセメント）と一体化することで高い鉛直支持力性能を有する点である。一方、土木分野では節杭が杭材料として認知されておらず、節杭を用いたプレボーリング杭工法の施工実績がないのが現状である。そこで、土木構造物への適用を目指して、節杭を用いたプレボーリング杭工法の研究開発を進めている。

節杭を用いたプレボーリング杭工法を土木分野に適用するには、地盤から決まる鉛直支持力の評価とともに、根固め部の杭体構造（節杭およびソイルセメント）の性能の評価が必要となる。杭体構造は地盤から決まる鉛直支持力を発現させるために、節杭とソイルセメントが一体となって挙動すること、もしくは節杭およびソイルセメントに作用する荷重を地盤に確実に伝達しなければならない。また、本杭は支持杭として適用することが多く、杭先端部の根固め部の品質（出来形や強度）は、鉛直支持力発現に大きく影響する要因である。本研究では、いまだに解明されていない節杭を用いたプレボーリング杭工法における根固め部の杭体構造に必要な性能（節杭とソイルセメントの付着性能、ソイルセメントの強度などの特性）を明らかにし、新たな根固め部の杭体構造の決定方法を提案することを目的とする。本研究で検証した根固め部の杭体構造に関する課題および解決結果、杭体構造の決定方法の提案について下記に示す。

一つ目の課題として、本杭で現地盤に施工した根固め部の杭体構造の品質確認である。現状では、載荷試験を実施し支持力確認した杭の根固め部の品質（出来形や強度）を実杭で直接的に検証した例は少なく、極限支持力発現時の根固め部の損傷状況などは解明されていない点も多い。そこで載荷試験を実施し、支持力確認をした2本の杭の掘出し調査を行った。その結果、掘出した本杭の根固め部のソイルセメントは均一に混合攪拌され、設計値を満足する根固め部が築造されていた。また地盤から決まる極限支持力に対しても亀裂や破壊などはなく、根固め部の杭体構造は健全であった。

二つ目の課題として、節杭とソイルセメントの付着性能の評価である。現状では、根固め部における節杭とソイルセメントの付着性能を定量的に評価するまでには至っていない。そこで、根

固め部に着目した節杭とソイルセメントの押抜き試験を行い、一体性を確保するために必要な性能（付着性能）の検討を実施した。その結果、側圧が作用する節杭は作用しないストレート杭に比べて押抜き荷重が4倍程度となり、節部がソイルセメントとの付着性能を増大させる効果があることが確認された。また、節杭の付着性能を節部支圧強度で評価すると、実杭で想定される側圧の範囲で、節部支圧強度はソイルセメント一軸圧縮強さの2倍程度になることが分かった。

本研究で提案した根固め部の杭体構造の決定方法は上記のような押抜き試験による技術的根拠に基づき、節杭と根固め部との一体性が確保される条件の下で、節杭として有利な節部の支圧力が作用していることを考慮して、根固め部の杭体構造を決定するので、ソイルセメントの強度などを、荷重を支持するのに過不足ないものとすることができ、経済的な仕様にすることができた。また、節杭と根固め部との一体性が確保されるという条件の下では、杭体の根固め部底面からの離隔高さ、節部径及び軸部径、節部の数およびソイルセメントの強度を詳細に設定できることも特徴とする。

三つ目の課題として、根固め部のソイルセメントの強度特性である。本杭の杭先端の根固め部のソイルセメントは鉛直支持力に大きく影響する要因であり、要求されるソイルセメントの強度は深層混合処理工法などの安定処理土（ソイルセメント）に比べてはるかに大きい。そこで、本研究では本杭の根固め部のソイルセメントを対象として室内配合試験を行い、その特性に関する基礎的研究を実施した。その結果、根固め部のソイルセメントの一軸圧縮強さは有効セメント水比との間で良い相関性があることが分かり、この関係により本杭の施工におけるセメントミルクの配合や注入量などを選定することができる。また、ソイルセメント中の礫分の混入割合や細粒分含有率が根固め部のソイルセメントの一軸圧縮強さに及ぼす影響を明らかにした。

本研究では提案したソイルセメントの仕様の決定方法は上記の室内配合試験による技術的根拠に基づいてなされたものであって、本杭の施工に対応した（土質の自然含水量や掘削時の含水量の変化を考慮）経済的なソイルセメントの仕様を選定することができることを特徴とする。

本研究では、いまだに解明されていない節杭を用いたプレボーリング杭工法における根固め部の杭体構造に必要な性能（節杭とソイルセメントの付着性能、ソイルセメントの強度などの特性）を明らかにし、新たな根固め部の杭体構造の決定方法を提案した。

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	3
第2章 節杭を用いたプレボーリング杭の概要と既往の研究	5
2.1 概説	5
2.2 節杭	5
2.2.1 概要	5
2.2.2 振動成形の節杭	5
2.2.3 遠心成形の節杭	5
2.3 節杭を用いたプレボーリング杭	7
2.3.1 概要	7
2.3.2 施工手順	9
2.4 鋼管ソイルセメント杭	10
2.4.1 鋼管ソイルセメント杭と節杭を用いたプレボーリング杭の比較	10
2.4.2 鉛直支持力機構	11
2.4.3 リブ付鋼管とソイルセメントの付着力	13
2.5 原位置における根固め部の掘出し調査に関する研究	14
2.6 杭体構造に関する研究	16
2.6.1 突起付鋼管とコンクリートおよびソイルセメントの付着特性	16
2.6.2 節杭とソイルセメントの荷重伝達機構	18
2.7 ソイルセメントの強度特性に関する研究	20
第3章 原位置における本杭の掘出し調査結果について	23
3.1 概説	23
3.2 掘出し調査の概要	23
3.2.1 地盤の概要	23
3.2.2 掘出し杭の概要	24
3.2.3 載荷試験結果	25
3.2.4 掘出し手順	26
3.3 掘出した根固め部の調査	27
3.3.1 出来形調査	27
3.3.2 内部の健全性調査	28

3.3.3	ソイルセメントの強度.....	29
3.4	地盤から決まる極限鉛直支持力と杭体構造との関係性の検討.....	32
3.5	まとめ.....	33
第4章	節杭とソイルセメントの押抜き試験について.....	34
4.1	概説.....	34
4.2	試験概要.....	34
4.2.1	試験装置.....	34
4.2.2	試験体.....	36
4.2.2.1	模型杭.....	36
4.2.2.2	ソイルセメント.....	37
4.2.2.3	拘束管.....	38
4.2.3	試験体作製方法.....	41
4.2.4	試験ケース.....	42
4.2.5	荷重方法と計測項目.....	44
4.3	試験結果と考察.....	45
4.3.1	節杭とストレート杭での比較.....	45
4.3.2	各種条件での節杭の付着性能の比較.....	49
4.3.2.1	節部高さと付着性能の関係.....	51
4.3.2.2	ソイルセメント一軸圧縮強さと付着性能の関係.....	52
4.3.2.3	側圧と付着性能の関係.....	55
4.3.2.4	根固め部径と付着性能の関係.....	57
4.4	本押抜き試験結果と既往の試験結果との比較.....	58
4.5	まとめ.....	60
第5章	ソイルセメントの強度特性について.....	62
5.1	概説.....	62
5.2	試験概要.....	62
5.2.1	使用材料.....	63
5.2.2	供試体作製方法.....	64
5.2.3	試験ケースと配合.....	65
5.3	試験結果と考察.....	67
5.3.1	施工条件での比較（Aシリーズ）.....	68
5.3.2	地盤条件での比較（Bシリーズ）.....	70
5.3.2.1	砂質土での比較（B1シリーズ）.....	70
5.3.2.2	礫質土での比較（B2シリーズ）.....	72

5.4	原位置で採取した現地土と人工土による室内配合試験の比較.....	75
5.5	まとめ.....	76
第6章	節杭を用いたプレボーリング杭工法の杭体構造の決定方法について.....	79
6.1	概説.....	79
6.2	根固め部の杭体構造の決定方法.....	79
6.2.1	提案手法の概説.....	80
6.2.2	提案手法の手順.....	82
6.3	ソイルセメントの仕様の決定方法.....	85
6.3.1	提案手法の概説.....	85
6.3.2	提案手法の手順.....	86
6.4	まとめ.....	90
第7章	結論.....	91

参考文献

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

杭基礎は杭体を適切な施工方法で地盤内に設置し、杭と地盤とが共同して上部構造物からの荷重を支持することにより、はじめて所定の機能を発揮することができる。したがって、適切な施工が行われないと設計で設定している性能が発揮されない恐れがある。日本における土木分野での杭基礎工法については、道路橋示方書・同解説¹⁾や杭基礎施工便覧²⁾や杭基礎設計便覧³⁾において、過去の実績の調査や載荷試験などにより、適用可能な工法（図1-1）、各工法の杭の許容支持力式が記載されている。一般的に土木分野においては、土地利用上の制約や地盤条件の悪い地域などを除き、場所打ち杭工法が主流であり、道路橋基礎における杭基礎工法全体の80 %程度を占めている⁴⁾。

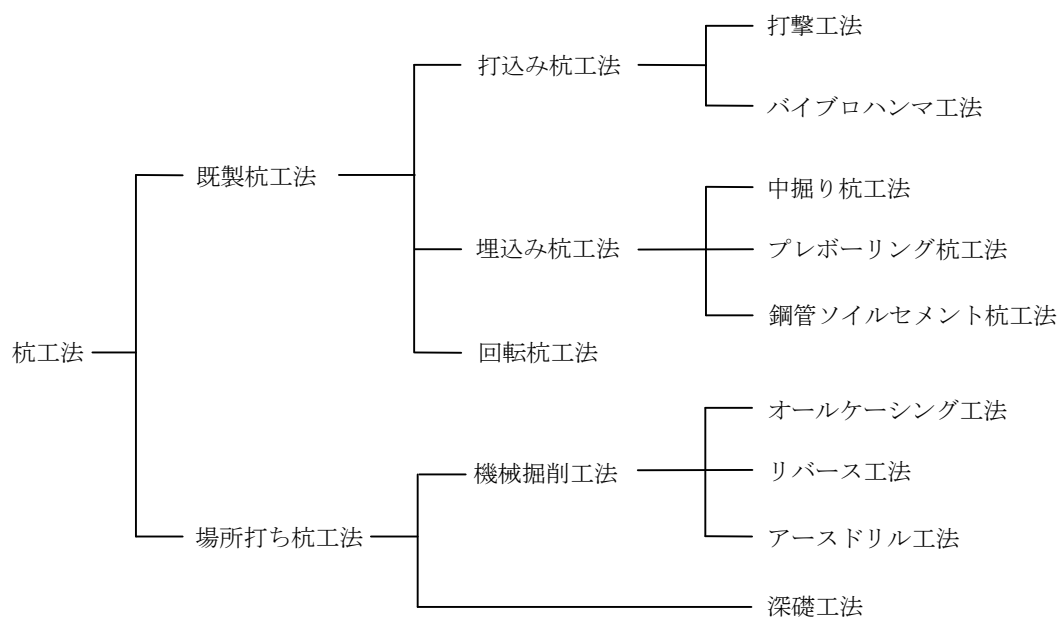


図1-1 適用可能な杭の工法による分類

近年の日本における経済環境を考えると建設コストの削減は必須事項であり、建設発生土や二酸化炭素などの削減も環境負荷を抑制するためには重要である。既製杭工法の一つである埋込み杭（プレボーリング杭工法、中掘り杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法）は、建設コストを削減するとともに、都市部における施工時の振動や騒音などの周辺環境への影響を抑えることができ、土木構造物への適用事例も増加しつつある。建築分野においては、上記の問題を解決するために、既製コンクリート杭を用いたプレボーリング杭工法が多く開発され⁵⁾、すでに実用化されている。

これらの工法の特長は、図1-2に示すような特殊形状のコンクリート杭（主に節杭）と、杭先端部に拡大掘削して築造する根固め部（掘削土砂とセメントミルクを混合攪拌して造成する高強度のソイルセメント）を一体化することで高い鉛直支持力性能を有する点である。一方、土木分野では節杭が杭材料として認知されておらず、節杭を用いたプレボーリング杭工法の施工実績がないのが現状である。そこで、土木構造物への適用を目指して、節杭を用いたプレボーリング杭工法の研究開発を進めている。

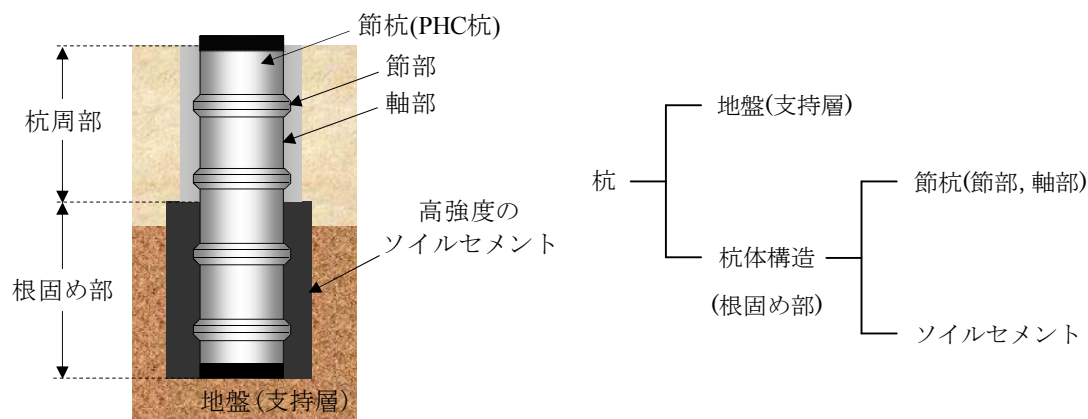


図1-2 節杭を用いたプレボーリング杭工法の概要図

節杭を用いたプレボーリング杭工法を土木分野に適用するには、地盤から決まる鉛直支持力の評価とともに、根固め部の杭体構造（節杭およびソイルセメント）の性能の評価が必要となる。杭体構造は地盤から決まる極限支持力に達するまで、節杭とソイルセメントが一体となって挙動すること、もしくは杭に作用する荷重を地盤に伝達しなければならない。また、杭先端部の根固め部の品質は鉛直支持力発現に大きく影響する要因の一つである⁶⁾。しかしながら根固め部の杭体構造に関しては未解明な点が多く、下記に本研究で取り扱う課題を示す。

(1) 本杭で現地盤に施工した根固め部の杭体構造の品質確認

載荷試験を実施し地盤から決まる極限支持力に至るまでの荷重履歴を受けた本杭の根固め部の杭体構造の品質を実杭で直接的に検証した例は少なく、極限支持力発現時あるいは発現以後の根固め部の状況などは解明されていない。よって以下に示す内容の把握が必要である。

- a) 実杭の杭体構造の品質（出来形，強度，一体性）確認
- b) 載荷試験により地盤から決まる極限支持力と杭体構造との関係性の把握

(2) 根固め部の杭体構造の性能の評価

本杭における鉛直支持力を確実に期待するためには、根固め部での節杭とソイルセメントの付着特性および高強度のソイルセメントの強度特性を把握することが重要である。よって以下に示す内容を検討する。

- a) 節杭とソイルセメントの付着特性の定量的評価
- b) 高強度のソイルセメントの品質に影響する要因の把握

以上のような状況を鑑み、本研究では根固め部の杭体構造としての節杭とソイルセメントの付着特性、および高強度のソイルセメントの特性を明らかにし、その杭体構造の仕様の適切な決定方法を提案することを目的とする。

1.2 本論文の構成

前節に示した節杭を用いたプレボーリング杭工法の根固め部の杭体構造の課題を解決するために、本研究では下記に示す検討を実施する。現地盤に施工された根固め部の杭体構造の品質に関する課題を解決するために、①杭体構造の品質(出来形、強度、一体性)確認、および②載荷試験により地盤から決まる極限支持力と杭体構造との関係性の把握を実施する。また、根固め部の杭体構造の性能に関する課題を解決するために、①節杭とソイルセメントの押抜き試験、および②高強度のソイルセメントの室内配合試験を実施する。最後に、これらの結果を元に、節杭を用いたプレボーリング杭工法の根固め部の杭体構造の仕様の決定方法について議論する。

図1-3に本論文の構成を示す。本論文は序論を含めて7章となる。

第2章では、節杭および節杭を用いたプレボーリング杭工法の概要を述べた後に、突起付鋼管を用いる鋼管ソイルセメント杭工法に関する既往の研究について整理する。つぎに、原位置における根固め部の掘出し調査に関する研究について整理する。さらに、杭体構造の付着特性について、ソイルセメントおよびコンクリートの付着特性に関する既往の研究について整理する。最後に、ソイルセメントの特性について、低強度のソイルセメントを築造する深層混合処理工法に関する既往の研究について整理する。

第3章では、現地盤で載荷試験を実施し、荷重履歴を受けた根固め部の掘出し調査を行い、杭体構造の品質(出来形、強度、一体性)を確認する。さらに、載荷試験により地盤から決まる極限鉛直支持力と杭体構造との関係性を検討する。

第4章では、節杭とソイルセメントの押抜き試験を実施し、節部の有無がソイルセメントとの付着効果に与える影響について確認する。また、様々な条件(節部高さや側圧など)での節杭とソイルセメントの付着特性の把握を検討する。

第5章では、本杭の施工方法を考慮した高強度のソイルセメントの室内配合試験を実施し、支持層を構成する土質に対しソイルセメント強度の特性を調べる。また、これらの影響を考慮した必要なセメントミルクの配合や注入量の選定方法を検討する。

第 6 章では、第 4 章および第 5 章で得られた知見をもとに、節杭を用いたプレボーリング杭工法の根固め部の杭体構造の決定方法を提案する。根固め部の杭体構造としては節杭とソイルセメントの一体性を確保した節杭の仕様およびソイルセメントの一軸圧縮強さの決定方法の提案と、本杭の施工におけるソイルセメントの仕様（セメントミルクの配合や注入量など）の決定方法の提案を行う。

第 7 章では、本論文を統括するとともに、本論文で得られた知見をまとめ、今後の課題を示す。

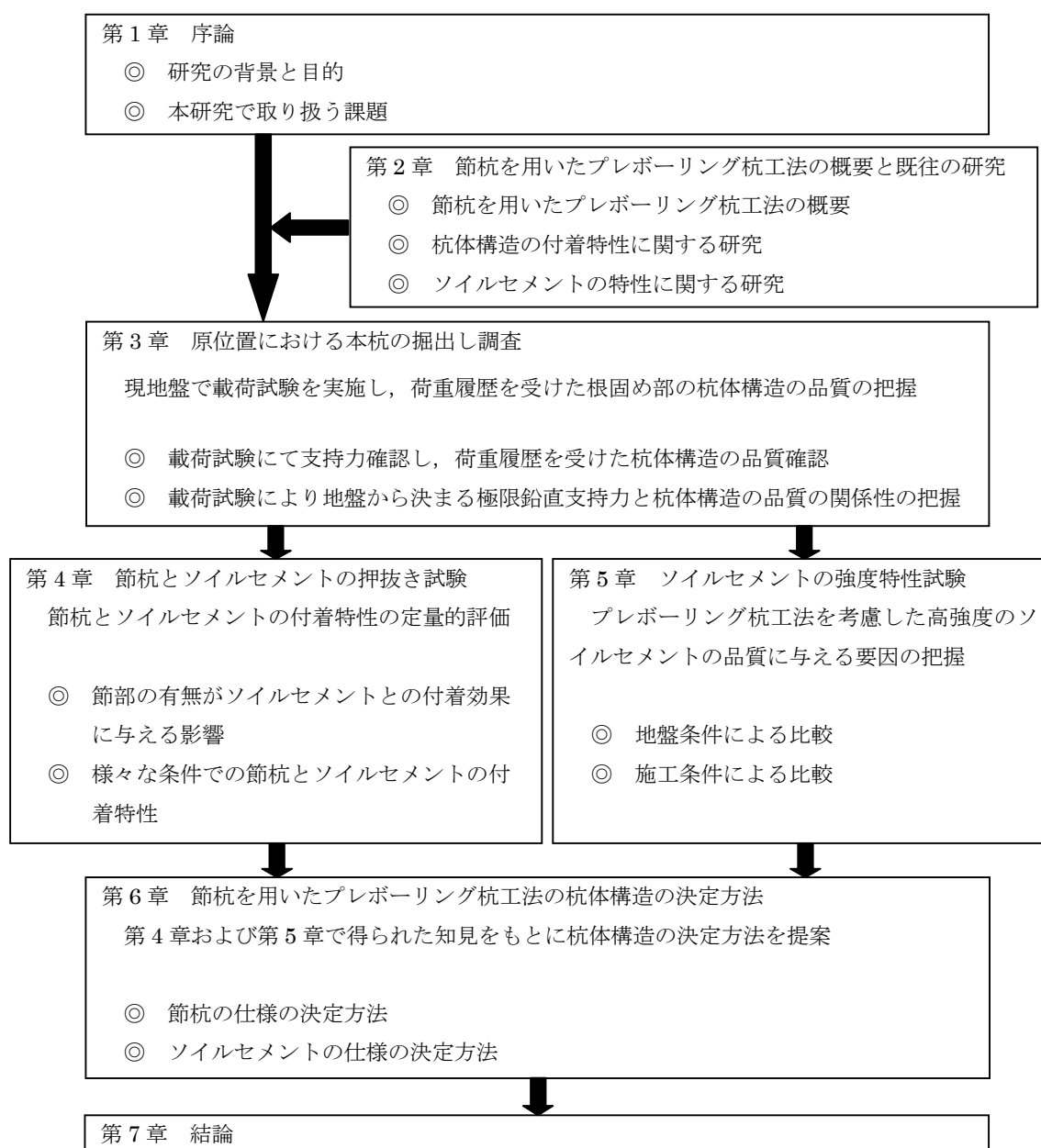


図 1-3 本論文の構成

第2章 節杭を用いたプレボーリング杭の概要と既往の研究

2.1 概説

本章では、2.2節において節杭について説明する。2.3節において節杭を用いたプレボーリング杭の適用範囲や施工方法などについて説明する。2.4節では、鋼管ソイルセメント杭について、節杭を用いたプレボーリング杭との比較や鉛直支持力機構の説明、突起付鋼管とソイルセメントの一体性を把握するために実施された模型実験の内容について整理する。2.5節では、原位置における根固め部の掘出し調査に関する既往の研究を整理する。つぎに、2.6節では、杭体構造について、突起付鋼管とコンクリートおよびソイルセメントの付着特性、節杭とソイルセメントの荷重伝達機構に関する既往の研究を整理する。さらに、2.7節では、ソイルセメントの強度特性について、低強度のソイルセメントを築造する深層混合処理工法に関する既往の研究を整理する。

2.2 節杭

2.2.1 概要

節杭は、杭周に一定の間隔で突起を付けた杭である。80年以上前の大正12年、大阪の技師だった武智正次郎が護岸工事で鉄筋コンクリート矢板の打設中に、表面に凹凸がついた成形不良の矢板の打込みが困難だったのをヒントに開発した。開発当初は振動成形（四角形）のRC杭であったが、現在は遠心成形（円筒形）のPHC杭やPRC杭になっている。このように節杭は、長い歴史の中で形状や構造だけでなく、施工法や支持力、用途なども幾多の変遷をたどっている。

2.2.2 振動成形の節杭

武智正次郎が開発した節杭が本格的に使われたのは大正14年の東洋紡堅田工場が最初である。当時の適用例は鉄道高架橋やRC造病院の基礎など、木杭が主流においては比較的大規模な構造物が多かった。製造方法は、型枠に鉄筋籠を入れた後、コンクリートを流し込んでバイブレーターによって締固める方法で、コンクリート強度は約40 N/mm²程度であった。断面形状は図2-1のように四角形が基本で、寸法は節部が一辺375～480 mm（軸部210～300 mm）、節部間隔は0.80～0.85 m、杭長3.6～6 mとなっている。

当時の節杭の施工法は、昭和初期には写真2-1のようにドロップハンマーで打込む方法が主流であった。このとき、節部に生じた空隙には砂利を充填する。続いて打込まれた上部の節が充填された砂利を押固めるため、節のない杭に比べて大きな支持力が得られる⁷⁾。次節で述べる遠心成形の節杭に至るまで、節杭の施工法は砂利を充填しながら打込む工法が基本になっていた。

2.2.3 遠心成形の節杭

昭和10年に開発された既製コンクリート杭の遠心成形技術を節杭に適用し、遠心成形のRC節杭（TOPパイル）を昭和47年に開発した。寸法や節部形状は製造会社によって異なるが、TOP

パイルは節部径 445 mm（軸部径 305 mm），節部間隔 1 m，杭長は 4～12 m で，先端部はペンシル形の閉端杭となっている。施工法は，前節で述べた砂利充填打込み工法が主流であった。施工手順を図 2-2 に示す。この工法では，前述の地盤の押固め効果のほかに，杭周の砂利が地震時にドレーン材となって液状化を防止する効果も期待できる。しかし，打込み時の騒音・振動の問題から，市街地では次第に図 2-3 に示すセメントミルク工法が主流になってきた。この時期には節のない既製コンクリート杭（ストレート杭）は，施工機械の大型化に伴って大径化・長尺化していった。これに対して節杭は，節部によって周面摩擦抵抗が大きい⁸⁾ことだけでなく，杭径が小径のみであったこと，施工杭長も 12 m 以下であったことなどから，主に摩擦杭として中小規模の構造物に用いられていた。

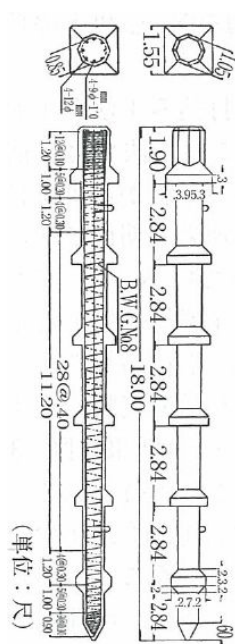
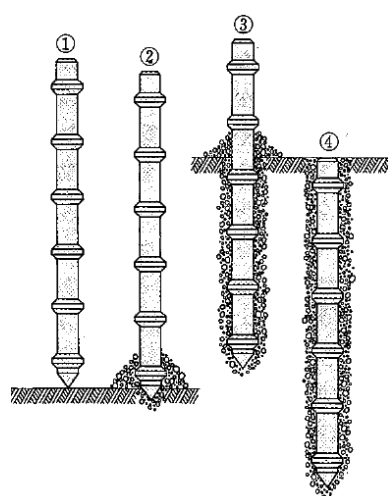


図 2-1 四角形の節杭⁹⁾



写真 2-1 昭和初期の節杭施工⁹⁾



〈施工手順〉

- ① 所定の位置に杭を建込む
- ② 充填物を杭の周囲に供給しハンマーで杭を打込む
- ③ 節により切上げられる地盤の隙間に絶えず充填物を投入し，充填物は打込みの振動により，杭とともに地中に圧入される
- ④ 打設完了後の杭全長にわたり充填物が杭の周辺にち密につめ込まれ，周辺地盤を締固め改良する

図 2-2 節杭の砂利充填打込み工法の施工手順⁹⁾

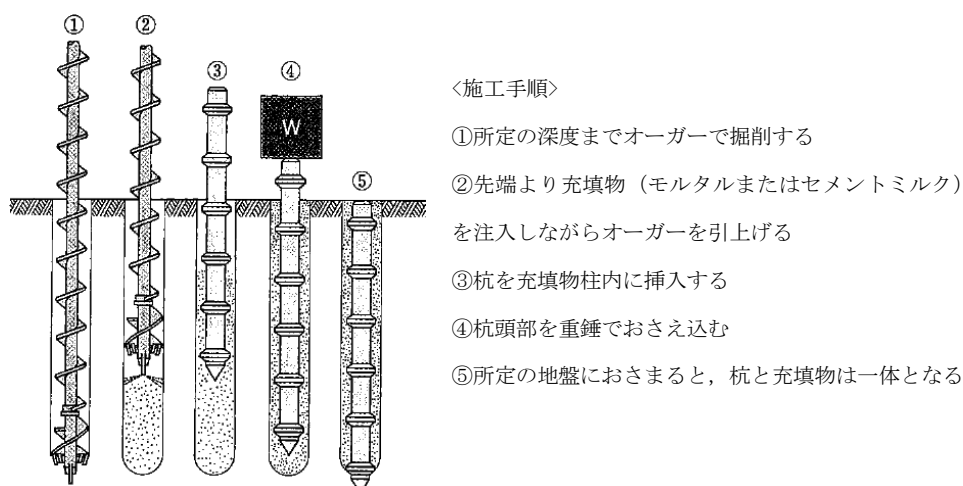


図 2-3 節杭を用いたセメントミルク工法の施工手順⁹⁾

昭和 50 年代になると、既製コンクリート杭は PHC 杭が主流になり、節杭についても水平抵抗力が要求されるようになったことなどにより、昭和 56 年に PHC 節杭を開発した。施工法は、埋立地などでは砂利充填打込み工法も行われていたが、セメントミルク工法やソイルセメント工法などによる埋込み工法が大半になった。この時期においても摩擦杭としての使用が多かった。

平成 12 年頃から支持杭への適用を主眼にした工法も開発され、節杭の杭径も節部径 1200 mm（軸部径 1000 mm）の大径のものまで製造が可能となり、コンクリート強度を 105, 123 N/mm² に増大した節杭も開発されている。さらに節杭の上に節部径のストレート杭を継ぐことができるようにした拡張節杭もある。現在では大半が遠心力成形の PHC 杭になっている。図 2-4 のように、軸部直径 300～1000 mm の杭に節部高さ 50～100 mm の節部を 1 m ごとに設けるものが多い。表 2-1 に節杭の標準的な仕様を示す。様々な杭径の節杭を選択することができる。

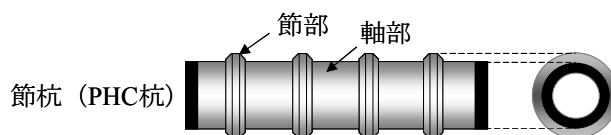


図2-4 節杭の概要図

表 2-1 節杭の標準的な仕様

軸部径(mm)	300	300	400	450	500	600	700	800	900	1000
節部径(mm)	440	450	500	600	650	800	900	1000	1100	1200
節部高さ(mm)	70	75	50	75	75	100	100	100	100	100

2.3 節杭を用いたプレボーリング杭

2.3.1 概要

プレボーリング杭は、埋込み杭工法の一つで、あらかじめ現地盤を掘削し泥土化して緩めた後、

セメントミルクを注入し、泥土化した土砂と混合攪拌してソイルセメント状にした掘削孔内に、既製杭を建て込む工法である。掘削土を用いてソイルセメントにすることから場所打ち杭工法に比べて、建設発生土が少なく環境への負荷が小さい。また、図2-5に示すように、打撃工法に比べて、施工時の騒音や振動などの周辺環境への影響を抑えて施工することができる。

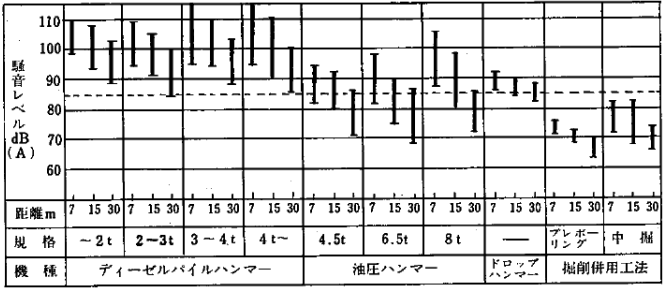


図2-5 基礎工事用機械の騒音レベル¹⁰⁾

建築分野では、建築構造物の大型化、高層化に伴い基礎杭にはさらに大きな支持力が要求されるようになってきた。また、建設コストや環境負荷の削減の必要性も要因となり、高支持力を発現できる機構の工法の研究や開発が進められた。その一つの工法として節杭を用いたプレボーリング杭が開発され^{11),12)}、すでに実用化されている。節杭を用いたプレボーリング杭の概要図を図2-6に示す。本杭は、杭先端の根固め部と称する部分と、杭頭から根固め部までの杭周部と称する部分で構成される。根固め部には高強度のソイルセメントを、杭周部には低強度のソイルセメントを造成する。

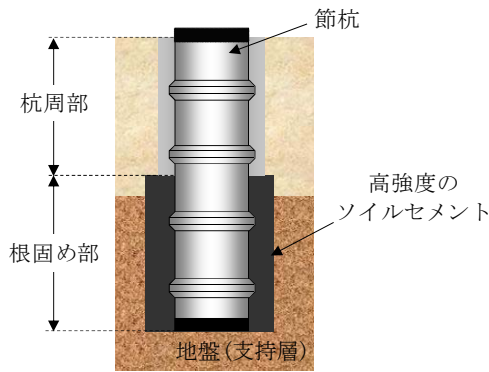


図2-6 節杭を用いたプレボーリング杭の概要図

一方、土木分野では節杭が杭材料として認知されておらず、節杭を用いたプレボーリング杭の施工実績がないのが現状である。

土木分野におけるプレボーリング杭の地盤から決まる極限支持力は、多くの載荷試験結果に基づく支持力推定式の式2-1、表2-2、表2-3により算出することができる^{1),2)}。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \tag{2-1}$$

ここで、 R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)
 q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)
 A : 杭先端面積 (m²)
 U : 杭の周長 (m)
 L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
 f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

表2-2 プレボーリング杭による杭先端の極限支持力度 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度(kN/m ²)
砂層	150N (≦ 7500)
砂れき層	200N (≦ 10000)

ただし、 N は杭先端地盤における標準貫入試験のN値

表2-3 プレボーリング杭による最大周面摩擦力度 f_i

地盤種類	最大周面摩擦力度(kN/m ²)
砂質土	5N (≦ 150)
粘性土	c 又は10N (≦ 100)

ただし、 c は地盤の粘着力(kN/m²)、 N は標準貫入試験のN値

2.3.2 施工手順

図2-7 に本杭の標準的な施工手順を示す。以下、図の①～④について説明する。

① 掘削開始～掘進

杭打機を所定の施工位置に据え付け、掘削装置の中心を杭芯に位置合わせをする。掘削芯および鉛直性を確認しつつ、適宜掘削液（水またはベントナイト溶液）を送りながら所定の深度まで掘削する。

② 杭周部築造

所定の深度まで掘削後、掘削装置の先端から杭周充填液（貧配合のセメントミルク）を吐出しながら掘削した土と所定の範囲を上下反復して混合攪拌する。

③ 根固め部築造

杭周部築造後に、掘削装置の先端から根固め液（富配合のセメントミルク）を吐出しながら掘削した土と根固め部の範囲を上下反復して混合攪拌する。根固め部築造後に、掘削装置を引き上げる。

④ 杭の建て込み～定着

杭を杭芯に位置合わせをし、掘削孔内に鉛直性を確認しながら建て込む。杭の自重による建て込み後、回転圧入により所定の深度まで杭を沈設し、定着させる。

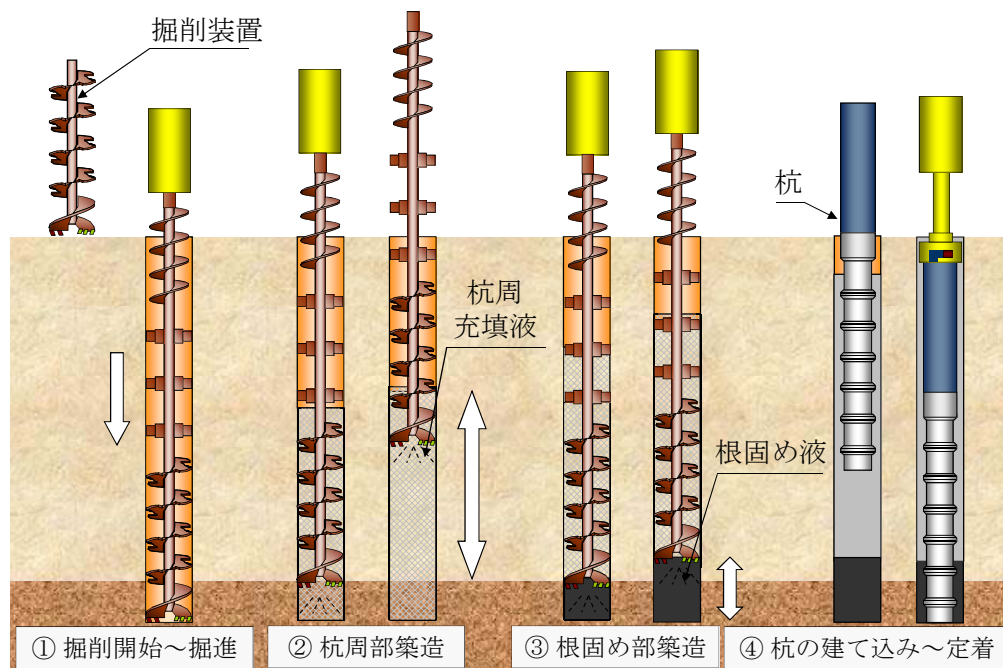


図 2-7 節杭を用いたプレボーリング杭の施工手順

2.4 鋼管ソイルセメント杭

2.4.1 鋼管ソイルセメント杭と節杭を用いたプレボーリング杭の比較

鋼管ソイルセメント杭とは、現地盤を掘削攪拌ヘッドで掘削しながらセメントミルクを注入し、混合攪拌して造成したソイルセメント柱内に外面突起（リブ）付鋼管を沈設し、両者を一体化させる工法である。鋼管の沈設方法としては、ソイルセメント柱を造成しながら同時に鋼管を沈設する方法（同時沈設方式）と、所定のソイルセメント柱を造成した後、鋼管を建て込み沈設する方法（後沈設方式）とがある。

表2-4に鋼管ソイルセメント杭と節杭を用いたプレボーリング杭の比較表を示す。ここではプレボーリング杭に施工方法（杭材料の沈設方法）が類似する後沈設方式と比較するものとする。鋼管ソイルセメント杭と節杭を用いたプレボーリング杭では、多く適用される用途は土木構造物と建築構造物で異なるものの、基礎構造形式は両工法ともに支持杭として適用されることが多い。杭先端部の杭材料として、鋼管ソイルセメント杭は外面突起（リブ）付鋼管を用いるのに対して、本杭は突起高さが大きい節杭を用いる。軸部径に対する杭を用いる。軸部径に対する外面突起径および節部径の比は、鋼管ソイルセメント杭が1.003～1.010に対し、節杭を用いたプレボーリング杭は1.200～1.500であり、本杭は軸部径に対する張出し長さが大きいのが特徴である。また、施工可能深度については両工法ともに70 m程度である。杭先端部の極限支持力 q_d は、両工法ともに同じ数値であるが、地盤から決まる鉛直支持力の評価断面積 A が鋼管ソイルセメント杭ではソイルセメント柱の外径を設計径とする断面積に対して、節杭を用いたプレボーリング杭では節部径を設計径とする断面積である点に違いがある。

表2-4 鋼管ソイルセメント杭と節杭を用いたプレボーリング杭の比較表^{11),13),14)}

	鋼管ソイルセメント杭	節杭を用いたプレボーリング杭
分野 (用途)	主に土木構造物 (道路橋，鉄道橋など)	主に建築構造物 (共同住宅，工場など)
基礎構造形式	主に支持杭として適用	主に支持杭として適用
杭先端部の杭材料	外面突起（リブ）付鋼管	節杭（PHC杭）
突起高さ－突起間隔(mm)	リブ高さ－リブ間隔 2.5以上－40以下	節部高さ－節部間隔 (50～100)－1000
軸部径－外面突起径および節部径	軸部径－外面突起径 最小φ500－505～最大φ1500－1505 (外面突起径/軸部径:1.003～1.010)	軸部径－節部径 最小φ300－440～最大φ1000－1200 (節部径/軸部径:1.200～1.500)
施工可能深度(m)	70	68.5
ソイルセメント柱の 造成方法	現地盤を掘削しながらセメントミルクを注入し混合攪拌する	現地盤をあらかじめ掘削し，泥土化した後，セメントミルクを注入し混合攪拌する
杭先端部の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	砂層 150N(≦7500) 砂礫層 200N(≦10000)	砂層 150N(≦7500) 砂礫層 200N(≦10000)
地盤から決まる鉛直支持 力の評価断面積 A	ソイルセメント柱の外径を設計径とする断面積	節部径を設計径とする断面積

2.4.2 鉛直支持力機構

鋼管ソイルセメント杭の鉛直支持力機構¹³⁾を図2-8の(a)に示す。杭一般部では，鋼管頭部に作用する鉛直押込み荷重は，鋼管外面のリブを介してソイルセメント柱に伝達され，次いでソイルセメント柱より周面地盤に伝達される。また杭先端部では，鉛直押込み荷重による鋼管軸力は，鋼管内外面リブを介してソイルセメント柱に伝達され，次いでソイルセメント柱外周での周面および先端の地盤に伝達される。この機構を成立させるため，鋼管の押抜きに対するソイルセメントの抵抗力（外面リブ付鋼管と杭先端部のソイルセメントとの付着力と，内面リブと杭先端部のソイルセメントとの付着力の合力）が，杭先端地盤の極限支持力よりも大きくなるようにソイルセメントの一軸圧縮強さを設定する。節杭を用いたプレボーリング杭の想定される鉛直支持力機構^{11),15)～17)}を図2-8の(b)に示す。鋼管ソイルセメント杭が突起高さ2.5 mm，突起間隔40 mmの外面リブ付鋼管を用いているのに対し，節杭を用いたプレボーリング杭は杭材とソイルセメントを一体化させるために，突起高さ50～100 mmの節部を1 m間隔に設置している。つまり，節杭を用い

たプレボーリング杭は、節部径を軸部径とみなしたストレート杭を模擬しているようにも考えられる。荷重の伝達機構としては、杭一般部では、節杭を用いたプレボーリング杭の頭部に受けた荷重は、杭軸部を介して下方に伝達されるほか、軸部とソイルセメントの付着力および節部の支圧抵抗により杭周部のソイルセメントに伝達され、次いでソイルセメント柱より周面地盤に伝達される。また根固め部では、鉛直押込み荷重による節杭軸力は、軸部先端におけるソイルセメントの支圧抵抗と、軸部とソイルセメントの付着力と、節部におけるソイルセメントの支圧抵抗を介してソイルセメント柱に伝達され、ソイルセメント柱外周での周面および先端の地盤へ伝達されると想定されるが、節杭の押抜きに対するソイルセメントの抵抗力（節杭と根固め部のソイルセメントとの付着力）は十分に解明されていない。また、節部の形状やソイルセメントの一軸圧縮強さの違いがその付着力に与える影響などについては、十分に把握されていない。

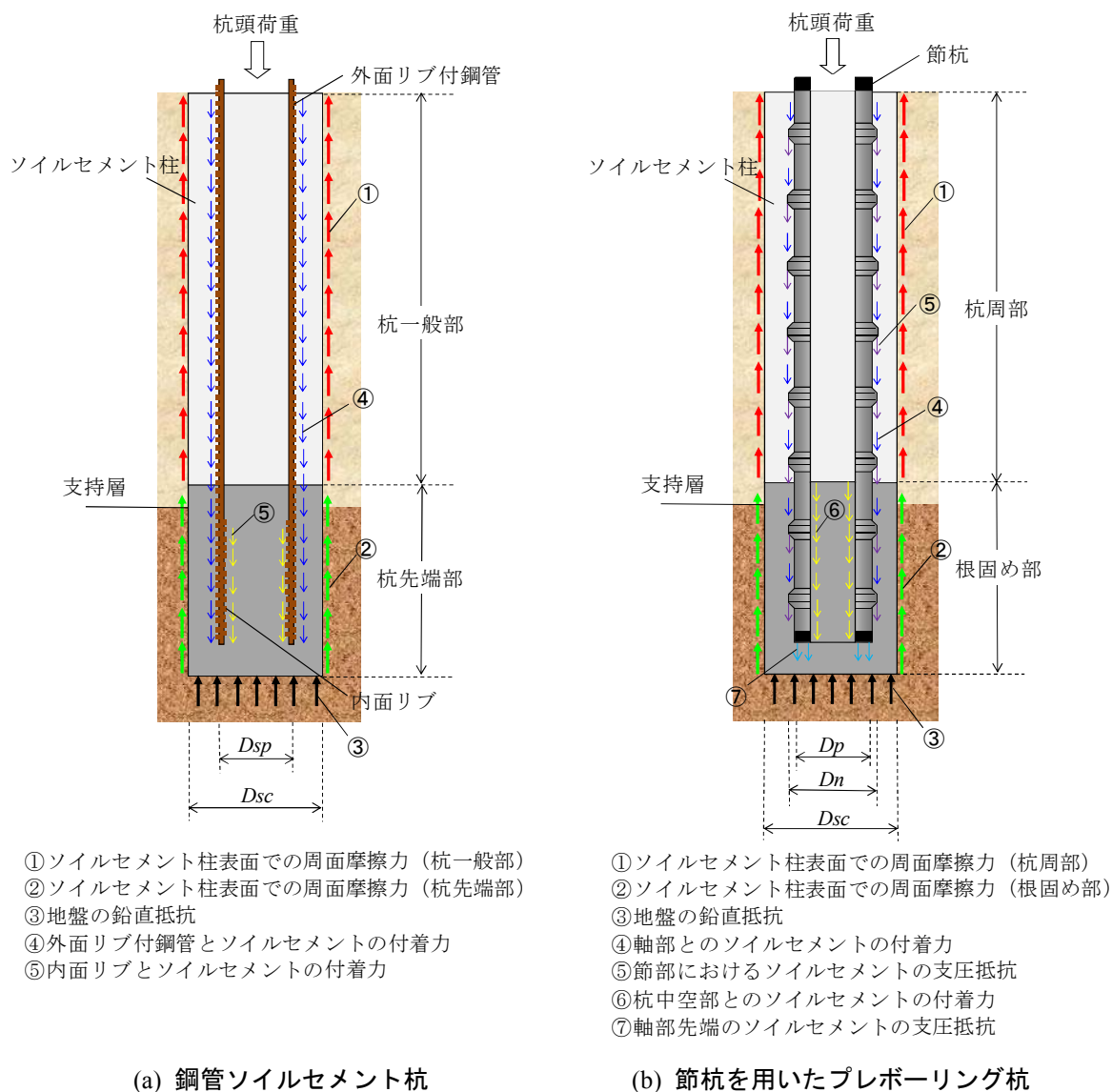


図 2-8 鋼管ソイルセメント杭と節杭を用いたプレボーリング杭の鉛直支持力機構

2.4.3 リブ付鋼管とソイルセメントの付着力

ソイルセメントとリブ付鋼管の付着強度を確認するため、杭一般部を対象とした引抜き付着強度試験と、杭先端部を対象とした押抜き付着強度試験が行われている¹³⁾。図 2-9 に引抜き付着強度試験の概要を示す。試験は、ソイルセメントの中に両面にリブのついた鋼板を入れ引抜く試験である。この引抜き試験から求めたソイルセメント強度と付着強度の関係を図 2-10 に示す。同図より、ソイルセメントの一軸圧縮強度 q_u と付着強度 τ_{sp} の間に式 2-2 の関係が認められた。リブなし鋼板の場合に比べ、リブ付鋼板を用いた場合は約 10 倍の大きな付着強度が得られた。

$$\tau_{sp} = 0.4q_u \quad (2-2)$$

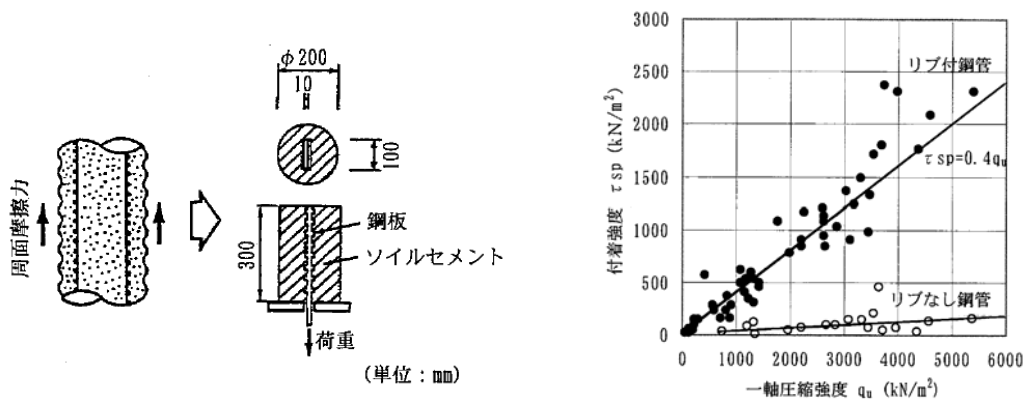


図 2-9 引抜き付着強度試験の概要¹³⁾ 図 2-10 ソイルセメント強度と付着強度の関係¹³⁾

図 2-11 に押抜き付着強度試験の概要を示す。内面リブ付鋼管の中にソイルセメントを充填しソイルセメントを押抜く試験である。この押抜き付着強度試験より得られた結果を図 2-12 に示す。リブ付鋼管を用いた場合の付着強度は、リブなし鋼管を用いた場合に比べ、約 10 倍の大きな値が得られた。またリブ付鋼管を用いた場合、付着強度の低下は見られず、ソイルセメントとリブ付鋼管の付着強度比 (τ_{sp}/q_u) は式 2-2 を満足していた。

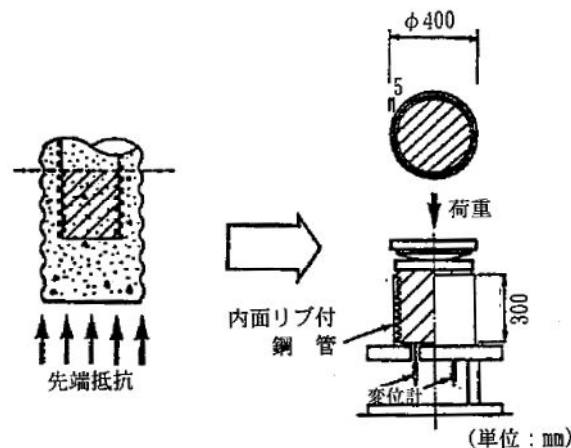
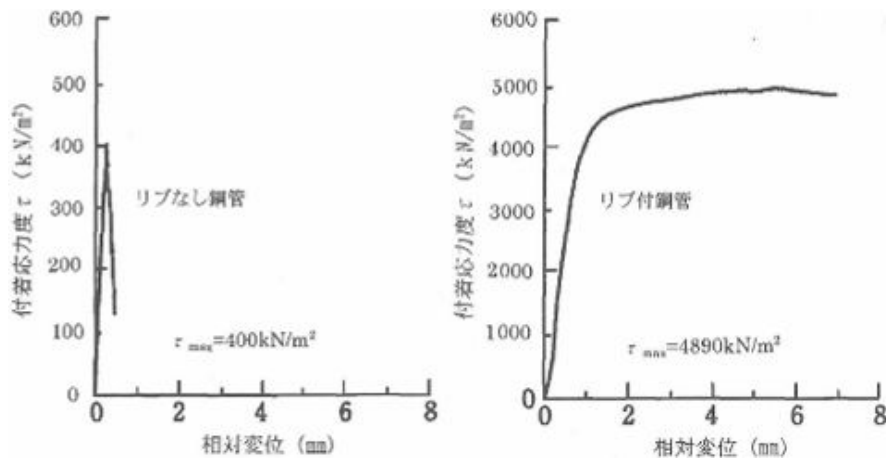


図 2-11 押抜き付着強度試験の概要¹³⁾



ソイルセメントの一軸圧縮強度 $q_u=10000\text{kN/m}^2$

図 2-12 鋼管/ソイルセメントの相対変位と付着応力度¹³⁾

2.5 原位置における根固め部の掘出し調査に関する研究

本杭の施工方法はプレボーリング杭工法を対象としている。そこで、原位置にてプレボーリング杭工法で施工した根固め部を、掘出し調査により出来形や強度の確認を行い、品質を検証した既往の研究を整理する。

(財) 土木研究センター¹⁸⁾は、鋼管杭先端拡大根固め工法により現地盤 (N 値 10 程度の小礫混じり粗礫) に施工した杭について、所定の性能を満たしていることの確認を目的とし、杭施工後の掘出しおよび球根形状の測定を行い、さらに球根を半割して内部状況観察およびコア採取による圧縮強度試験を実施している。写真 2-2 に掘出し杭および掘出し杭形状測定状況を示す。また、掘出した杭の形状測定を行った後、根固め部を半割りし、内部の状態を観察した。その内部の状況を写真 2-3 に示す。掘出し杭を図 2-13 に示す位置でコアを採取し、その圧縮強度試験結果を表 2-5 に示す。杭の掘出し調査の結果、根固め部の形状およびソイルセメントの攪拌状況は良好であり、拡大根固め部が確実に築造できることを確認している。また、掘出し杭から採取したコア圧縮強度試験により、十分な強度を有していることも確認している。

塩坂ら¹⁹⁾は、砂礫層 (N 値 45) を支持層として施工した高支持力埋込み杭の拡大根固め部を施工の約 4.5 ヶ月後に掘り出し、その 1.5 ヶ月後にコア圧縮試験を実施して拡大根固め部内の密度や強度分布について調査した。写真 2-4 に掘出し杭の切断状況 (全体) を、写真 2-5 に節部付近の断面を示す。図 2-14 にコア供試体の圧縮強度と深度の関係を、図 2-15 にコア供試体の圧縮強度と採取位置の関係を示す。塩坂らは、これらの調査結果から次の知見を報告している。まず根固め部築造時の上下反復攪拌により、砂礫層の礫が上部のローム層の範囲にも拡散することを確認している。また、同一深度におけるコア強度のばらつきは大きく、圧縮強度と深度との関連性は確認されていない。杭内から採取したコア供試体の圧縮強度は杭外の根固め部から採取したものと大きな差はなく、杭内コアは根固め部全体の品質を評価する指標になるとした。

これらの掘出し調査により根固め部の出来形や強度の確認を行い、品質を検証した研究は、幾つ実施されている^{20),21)}が、載荷試験を実施し地盤から決まる極限支持力に至るまでの荷重履歴を受けた杭の根固め部の品質を実杭で直接的に検証した例は少なく、極限支持力発現時あるいは発現以後の根固め部の状況などは解明されていない。



写真 2-2 掘出し杭形状測定状況¹⁸⁾



写真 2-3 掘出し杭の内部状況¹⁸⁾

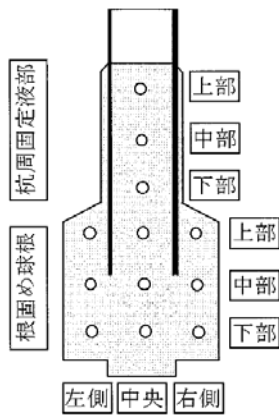


図 2-13 コア採取位置¹⁸⁾

表 2-5 圧縮強度試験結果¹⁸⁾

	採取位置	試験杭 A			試験杭 B		
		左側	中部	右側	左側	中部	右側
杭周 固定液部	上部	2.8			—		
		4.5			—		
	中部	8.2			—		
		13.0			—		
	下部	16.8			—		
根固め球根	平均	9.1			—		
	上部	22.6	25.5	24.6	21.1	23.6	22.6
	中部	24.5	26.7	22.5	22.7	24.4	23.5
	下部	21.4	27.8	23.0	20.6	21.8	22.4
	平均	22.8	26.7	23.4	21.5	23.3	22.8



写真 2-4 掘出し杭の切断状況（全体）¹⁹⁾



写真 2-5 節部付近の断面¹⁹⁾

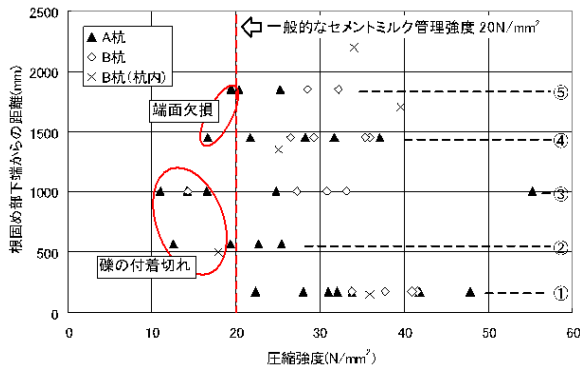


図 2-14 コア供試体の圧縮強度と深度の関係¹⁹⁾

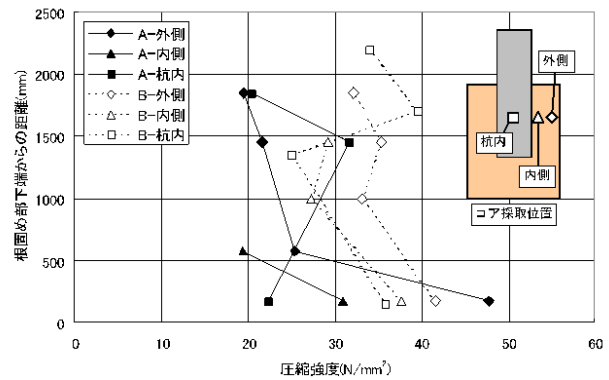


図 2-15 コア供試体の圧縮強度と採取位置の関係¹⁹⁾

2.6 杭体構造に関する研究

2.6.1 突起付鋼管とコンクリートおよびソイルセメントの付着特性

節杭を用いたプレボーリング杭の杭体構造は、所定の支持力を発揮するためには地盤が極限支持力状態に至るまで節杭と根固め部のソイルセメントが一体となって挙動すること、もしくは杭に作用する荷重がソイルセメントを介して地盤に伝達する必要がある。そのことから、突起付鋼管とコンクリートおよびソイルセメントとの付着特性に関する既往の研究を整理する。

松村ら²²⁾は、内面リブ付鋼管巻き場所打ち杭²³⁾を対象として、鋼管内面の最適リブ形状を設定するために押抜き試験によって付着性能実験を実施している。図2-16に押抜き試験の概要を示す。試験パラメーターとしてはリブ高さ(h)、リブ立ち上がり角度(θ)、板厚(t)、径厚比(D/t)、リブ間隔(S_v)である。図2-17にリブ高さの違いによる平均付着応力度(τ_b)と平均すべり量(S)の関係を示し、図2-18に平均付着応力度(τ_b)とリブ高さ間隔比(h/S_v)の関係を示す。 h/S_v 値が大きくなると、すなわちリブ間隔を小さく密にすると、リブ部分の体積が増すことになる。よって、できるだけ小さい h/S_v 値で、十分かつ安定した付着強度を示すリブ形状が最適なものになる。実験の結果として、 h/S_v 値で0.088~0.105程度のものが最適であり、これよりリブ間隔を小さくしても付着性能の向上は見込めないことが明らかにされている。また、最適なリブ形状の試験体では、図2-19に示すようにリブ周辺のコンクリートが「すべり→局部圧壊→せん断破壊」の順序で劣化し付着強度に達することを明らかにしている。

鋼管杭先端拡大根固め工法¹⁸⁾では、外周突起を付けた鋼管と根固め部との付着強度を確認するために、外周突起の高さをパラメーターとした室内鉛直載荷試験を実施した。試験ケースを表2-6に、試験概要を図2-20に示す。鋼管は外径406.4 mmおよび609.6 mmとし、外周突起はらせん状に3段巻きつけ、高さは10~38 mmと変化させた。実験の結果として、図2-21に付着強度と一軸圧縮強さの比(τ_{spo}/q_u)と、突起高さとピッチの比(h_w/p)の関係を示す。突起高さが大きくなると、 τ_{spo}/q_u も大きくなる結果が得られた。鋼管に取り付けた外周突起と根固め部との付着強度は、拘束の無い状態で $\tau_{spo}/q_u = 0.1 \sim 0.17$ であり、拘束の有る状態では $\tau_{spo}/q_u = 0.27$ であることを明らかにされている。

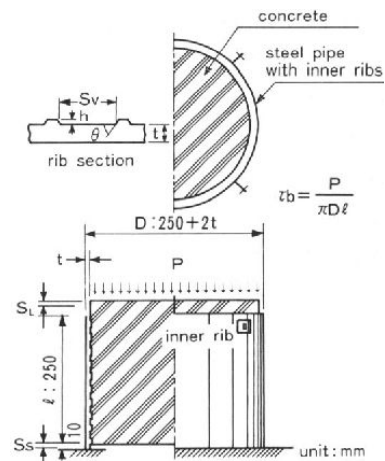


図 2-16 押抜き試験の概要²²⁾

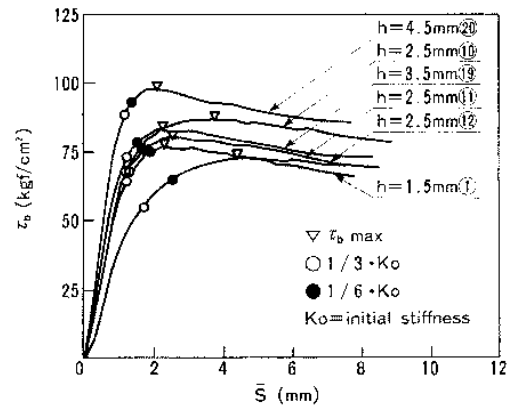


図 2-17 τ_b -S の関係²²⁾

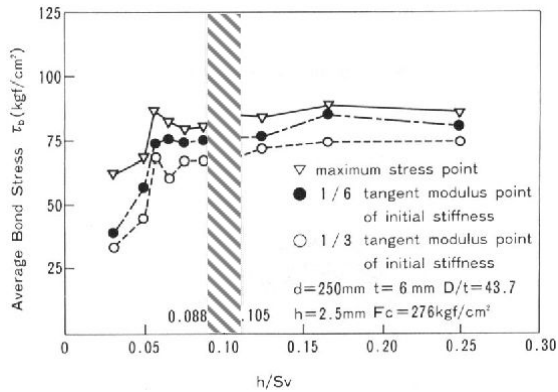


図 2-18 τ_b - h/S_v の関係²²⁾

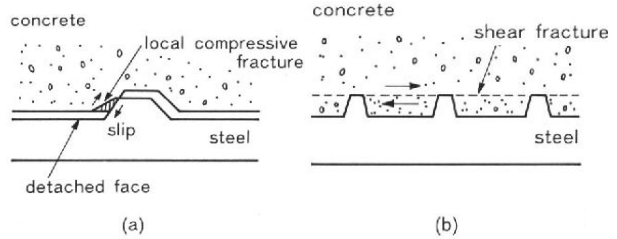


図 2-19 コンクリートの破壊パターン²²⁾

表 2-6 試験ケース¹⁸⁾

CASE	鋼管		外周突起			拡大根固め球根			備考
	径 D_{sp} (mm)	板厚 t (mm)	突起高 h_w (mm)	段数 n	ピッチ p (mm)	倍率	直径 D_{sc} (mm)	付着長さ L_f (mm)	
1-1	406.4	25	10	3	133	1.50	610	450	側面拘束無し
1-2			19			1.75	711		側面拘束無し
1-3			25			2.00	813		側面拘束無し
1-4			25			2.00	797		側面拘束有り
1-5	609.6	12.7	38	3	187	1.50	900	600	側面拘束無し

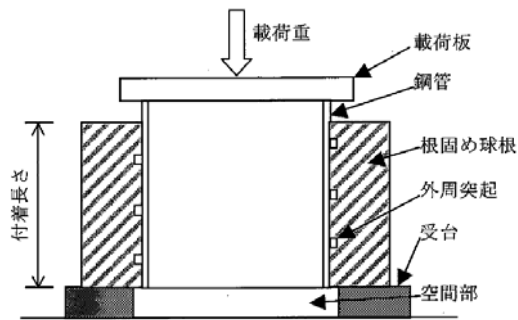


図 2-20 試験概要¹⁸⁾

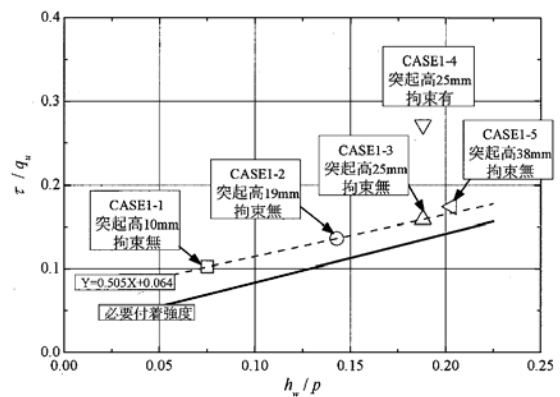


図 2-21 外周突起高さ比と付着強度比の関係¹⁸⁾

2.6.2 節杭とソイルセメントの荷重伝達機構

節杭を用いたプレボーリング杭の杭体構造は、節杭と根固め部のソイルセメントが一体となって挙動すること、もしくは杭に作用する荷重をソイルセメントを介して地盤に伝達することが前提となって、根固め部径を杭径とみなした大きな鉛直支持力を発現することができる。そのことから、節杭からソイルセメントへの荷重伝達機構に関する既往の研究を整理する。

木谷ら¹⁵⁾は、節杭を用いた拡大根固め杭について、根固め部径、根固め部長さ、杭下方長さ（杭先端から根固め部先端までの距離）などをパラメーターとして11種類の模型根固め杭を作成し、それらを用いて鋼製土槽内に詰めた砂地盤で鉛直載荷実験を行い、根固め部形状が支持力に与える影響等について比較検討した。図2-22に実験土槽を示す。図2-23に主な実験後の根固め部の破壊状況のスケッチを示す。杭周部の破壊パターンは拡張比（根固め部径/節部径）により異なることが確認されている。図2-24に根固め部の荷重伝達機構を示す。節杭の場合の根固め部での荷重伝達の流れは、①杭軸部 $fo1$, $fo2$, $fo3$ の摩擦が切れ、軸力が節部と杭先端部に移行し節部と杭下端部の支圧力が大きくなっていく。②上節部の支圧力 $NP2$ は根固め上部の周面摩擦力 $FoB2$ として、また下節部は下部の周面摩擦力 $FoB1$ のほかに根固め底部の $PpB1$ 部の支圧力として作用する。そして最終的には、上節より下方の根固め部周面摩擦力と根固め底面全面の支圧力で支持することとなることを明らかにされている。

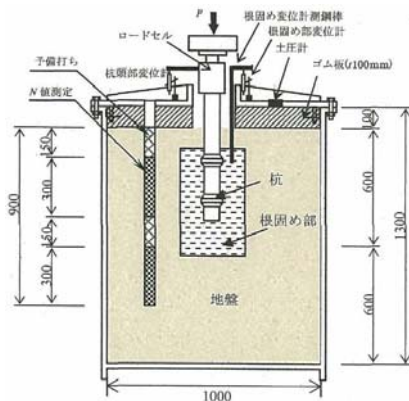


図2-22 実験土槽¹⁵⁾

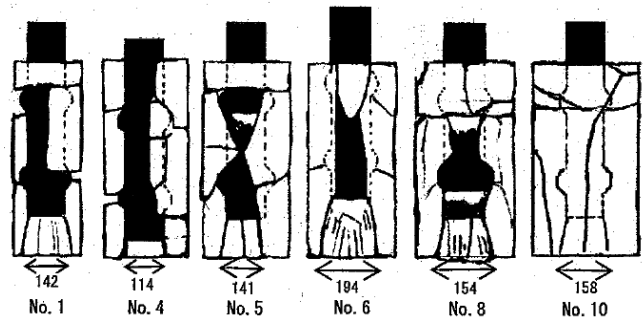


図2-23 実験後の根固め部の破壊状況¹⁵⁾

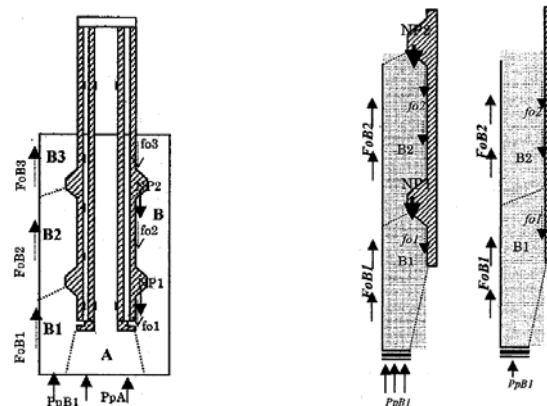


図2-24 根固め部の荷重伝達機構¹⁵⁾

石川ら¹⁶⁾は、節杭を用いた拡大根固め工法について、根固め部のソイルセメント強度と杭下方長さ（杭先端から根固め部先端までの距離）が杭の支持力特性に与える影響を調べることを目的とする模型実験を行った。図2-25に実験装置図を示す。図2-26に根固め部の破壊形状を示す。今回の実験結果により次の知見を報告している。①杭下方長さが無くても根固め部のソイルセメント強度が 10 N/mm^2 であれば、極限支持力を評価する沈下量（節部径の10%）までは、強度が 15 N/mm^2 以上のケースと同等の支持力が得られる。②根固め部のソイルセメント強度が 15 N/mm^2 あれば、杭下方長さの有無は荷重－沈下量曲線にほとんど影響を及ぼさない。③全てのケースにおいて、根固め部が破壊しても支持力が大きく減少することはないとされている。

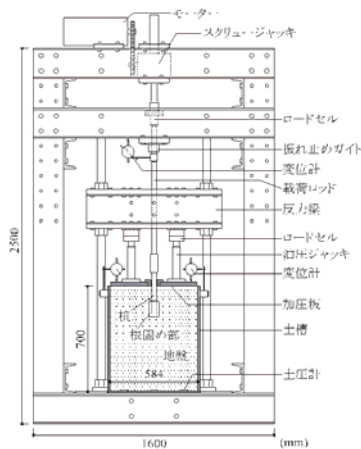


図2-25 実験装置図¹⁶⁾

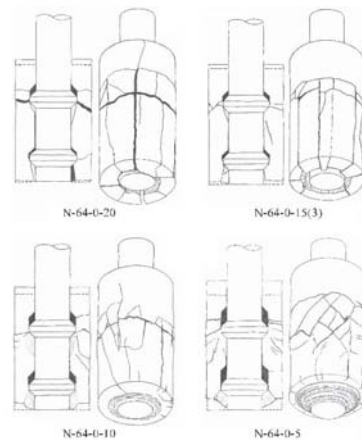


図2-26 根固め部の破壊形状¹⁶⁾

小椋ら¹⁷⁾は、節杭を用いた拡大根固め工法において、杭下方長さ（杭先端から根固め部先端までの距離が0 m（着底型）と0.5 m（離間型））の違いが支持力性能に及ぼす影響を軸対象FEM解析にて検討した。図2-27に13000 kN時の耐力比の分布を、図2-28に極限支持力時の耐力比を示す。解析結果から得られた知見として、着底型、離間型とも最下端節部の下方で杭体と根固め部の境界付近を中心に破壊域が現れる。また、離間型の場合では杭先端から下方の部分まで破壊が進行し、破壊域が広く分布することが分かった。

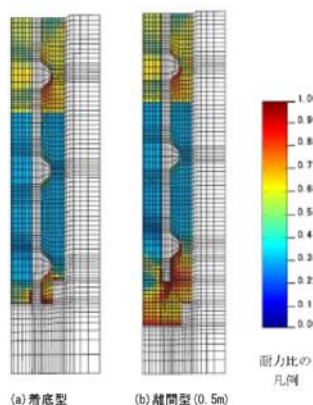


図2-27 13000kN時の耐力比の分布¹⁷⁾

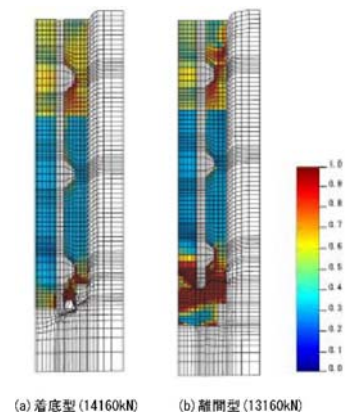


図2-28 極限支持力時の耐力比の分布¹⁷⁾

しかしながら突起付き鋼管と節杭では、突起（節部）高さや突起の形状、突起間隔などが大きく異なるために、突起付き鋼管での付着性能の定量的な評価を節杭に適用することはできない。また、節杭を用いた根固め部に関する模型土槽実験やFEM解析では、節杭と根固め部の荷重伝達機構などを定性的に把握することはできるが、節杭とソイルセメントの付着性能を定量的に評価するまでには至っていない。

2.7 ソイルセメントの強度特性に関する研究

節杭を用いたプレボーリング杭の杭体構造を構成するソイルセメントは、節杭との付着性能や荷重伝達に作用する重要な要素である。深層混合処理工法やセメントを用いた安定処理土では、ソイルセメントの強度特性について室内配合試験により様々な検討が実施されている。そのことから、ソイルセメントの強度特性に関する既往の研究を整理する。

三井ら²⁴⁾は、噴射攪拌工法において改良体の強度は硬化材の配合や投入量だけでなく、改良体中に含まれる土の粒度構成が改良体の力学特性に影響を与えている現象に着目し、土の粒度構成と改良体強度との関係について室内配合試験による基礎的実験を行った。表 2-7 に模擬土 1 m³ に対する硬化材量および配合を示す。図 2-29 に細粒分含有率と一軸圧縮強さ（材齢 28 日）を示す。その結果、得られた知見としては、次の通りである。①細粒分含有率の異なる土が混入した改良体強度は、混入する土の細粒分含有率により異なる。②細粒分含有率が 30 %を超えると強度は低位に安定し、水セメント比 W/C が小さい硬化材を使用した改良体の方が強度は大きくなる。③改良体強度は細粒分含有率、硬化材の W/C 、硬化材投入率から細粒分含有率 30 %以上と 30 %以下に分けて実験に用いた土質に近い土性値であれば、簡易に推定できる。

表 2-7 模擬土 1 m³ に対する硬化材量および配合²⁴⁾

種類	硬化材配合			硬化材投入量	硬化材重量	改良体体積	単位セメント量 C/V
	W/C (%)	セメント C (kg)	水 W (kg)	Q (m ³)	(kg)	V (m ³)	(kg/m ³)
a	100	300	300	0.395	600	1.395	215
b	133	300	400	0.495	700	1.495	201
c	167	300	500	0.595	800	1.595	188

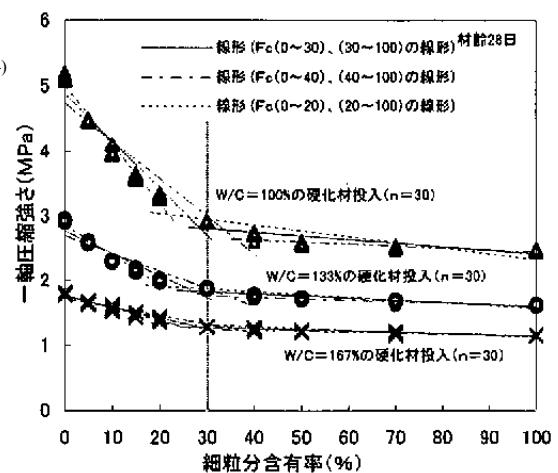


図 2-29 細粒分含有率と一軸圧縮強さ²⁴⁾

伊藤ら²⁵⁾は、セメントを安定材に用いた事前混合処理土の強度は、セメントの種類とその添加率のみならず、処理対象土の種類、細粒分含有率によっても変化するものとして、それらの原因を明らかにするため、粒度を調整した山砂事前混合処理土の強度とその粒子間隙におけるセメ

ント水和物の架橋状況，さらに水セメント比が変化した場合の粒度の影響を検討した．表 2-8 に事前混合処理土の配合を示す．図 2-30 に水セメント比と粒度が及ぼす影響を示す．実験により得られた主な結果としては，①事前混合処理土の強度は，水セメント比がある範囲の貧配合の場合において，処理対象土の粒度の影響を顕著に受ける．②水セメント比がある範囲の貧配合の事前混合処理土の強度に及ぼす粒度の影響については，山砂中の細粒分含有率の低下に伴い，事前混合処理土の強度は低下する．③粒径が均等な砂質土は，粒径が大きいもののほど，事前混合処理土の強度は著しく低下することが明らかにされている．

表 2-8 事前混合処理土の配合²⁵⁾

記号	水セメント比	単位量(kg/m ³)		
	(%)	水	セメント	細骨材
	W/C	W	C	S or G
S271	271	388	143	1.469
G050	50	233	466	1.494
G100	100	290	290	1.494
G300	300	347	116	1.494

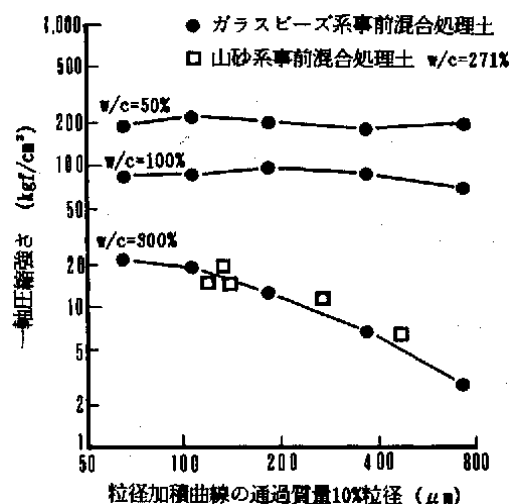


図 2-30 水セメント比と粒度が及ぼす影響²⁵⁾

加藤ら²⁶⁾は，スラリーの粘性を抑えた特殊固化材を用い，土質や含水比の変化に対応した高強度のソイルセメントの一軸圧縮強さ予測式を求めるために室内配合試験を実施した．図 2-31 に含水比と一軸圧縮強さの関係を示す．結果として，いずれの試料土においても，含水比の増加に伴い強度は低下することが確認されている．図 2-32 に固化材総水比と一軸圧縮強さの関係を示す．いずれのソイルセメントにおいても固化材総水比 (C/Wt) と一軸圧縮強さは概ね良好な相関がみられた．また，この C/Wt と一軸圧縮強さの関係式により，現場の土の性状を砂質土，シルト，粘土に大別し，乾燥単位体積重量や含水比，固化材添加量， W/C を設定することにより一軸圧縮強さの目安が得られることが確認されている．

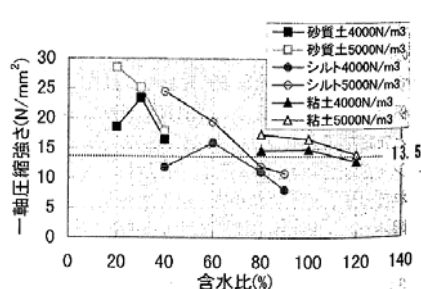


図 2-31 含水比と一軸圧縮強さの関係²⁶⁾

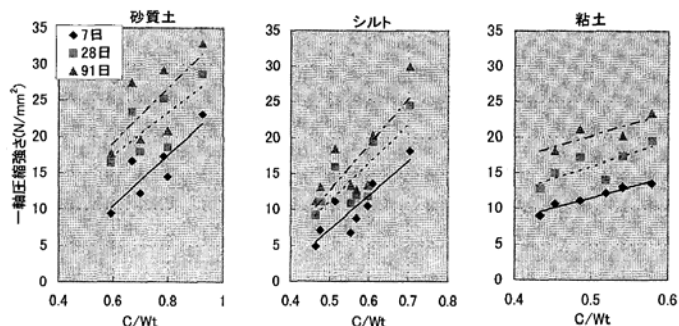


図 2-32 固化材総水比と一軸圧縮強さの関係²⁶⁾

深層混合処理工法やセメントを用いた安定処理土では、室内配合試験によって様々な検討が実施され、土の粒度構成や含水比やセメント含有量などがソイルセメントの強度に影響を及ぼすことが分かっている。しかしながら、節杭を用いたプレボーリング杭工法における根固め部のソイルセメントの強度は、深層混合処理工法などで要求されている強度の数倍～数十倍と非常に大きく、上記の評価を本杭にそのまま適用することは難しい。また、深層混合処理工法と異なる本杭は、地盤（支持層）を掘削する際に掘削液を併用するため、供試体作製時には初期状態から土の含水量、すなわち湿潤密度が変化することを加味して、ソイルセメントの強度への影響を検討しなければならない。さらに砂や粘土を対象とする研究が多くみられるが、本杭は礫質地盤においても根固め部を築造することも多く、礫径や礫含有割合に対するソイルセメントの影響も検討する必要があると考えている。

第3章 原位置における本杭の掘出し調査結果について

3.1 概説

本章では、節杭を用いたプレボーリング杭において、載荷試験を実施によって荷重履歴を受けた根固め部の掘出し調査を実施し、杭体構造の品質（出来形、強度、一体性）と、載荷試験による地盤から決まる極限鉛直支持力と杭体構造との関係性について検討を行う。以下、3.2節では掘出し調査の概要について述べる。さらに3.3節では掘出した根固め部の調査について述べる。掘出した根固め部の品質を確認するために、出来形調査、内部の健全性調査、ソイルセメントの強度に着目して検証する。つぎに3.4節では、地盤から決まる極限鉛直支持力と杭体構造との関係性の検討をする。

3.2 掘出し調査の概要

本杭を施工後28日間養生して、載荷試験を実施した。載荷試験を実施した杭の掘出し調査は、試験実施の約2年後に行った。

3.2.1 地盤の概要

土質柱状図と掘出し杭の関係を図3-1に示す。地盤は表層から粘土混じり砂礫および粘土質砂礫で構成され、GL-11 mからN値50以上の粘土混じり砂礫となっている。また、土質柱状図で粘土混じり砂礫と表記されているGL-11～-13 mの根固め部を築造する層の土を別途採取して行った粒度試験結果を図3-2に示す。粗礫分、中礫分（4.75～75 mm）が26.0 %，細礫分（2～4.75 mm）が6.2 %，砂分（0.075～2 mm）が38.3 %，シルト分以下（0.075 mm以下）が29.6 %であった。2 mm以上の礫分を除いた細粒分含有率は43.6 %と、ソイルセメントのモルタル部分（2 mm以上の砂礫を除く現地土とセメントミルクの混合部分）の骨材としては細粒分を非常に多く含んでおり、均一なソイルセメントの築造は難しい地盤である。

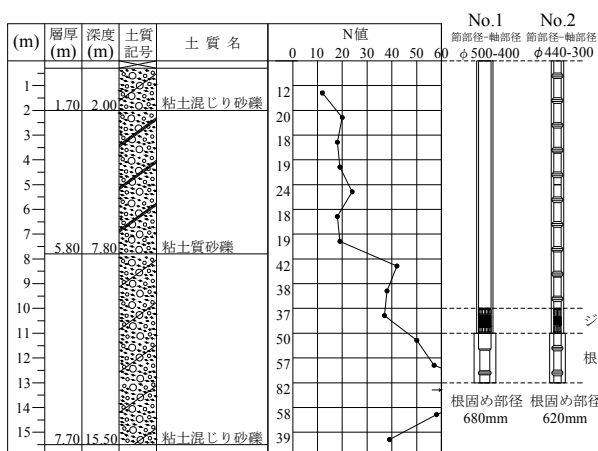


図3-1 土質柱状図と掘出し杭の関係

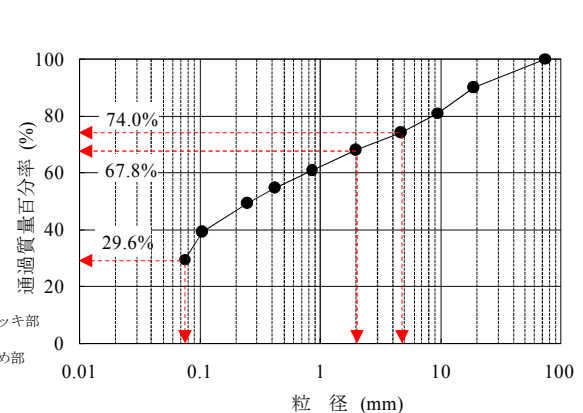


図3-2 粒度試験結果

3.2.2 掘出し杭の概要

掘出し杭はNo.1, No.2と2本実施し、いずれも杭先端深さはGL-13 mで、根固め部はGL-11～-13 mの長さ2 mである。表3-1に掘出し杭の杭構成を示す。No.1の下杭に用いた節杭は、 $\phi 400$ mmのSC杭の外周面に鋼製の節部を取り付けた杭であり、図3-3にSC節杭の杭詳細図を示す。掘出し杭の根固め部の仕様を表3-2に、掘出し杭の根固め部詳細図を図3-4に示す。図3-5にボーリング調査実施位置と掘出し杭の平面位置を示す。No.1, No.2ともにボーリング調査実施位置の近傍に施工した。図3-6に掘出し杭の下杭とジャッキ部の杭詳細図を示す。根固め部上面位置に、先端載荷試験用のジャッキ（長さNo.1：0.45 m、No.2：0.3 m）および台座を取り付けた杭を施工した。施工手順としては、図2-3に示す手順で実施し、根固め液の水セメント比 $W/C=65\%$ 、根固め液の注入比率（体積比率）は根固め部の現地土 1 m^3 あたり 1 m^3 とした。No.2杭の施工状況を写真3-1に示す。

表3-1 掘出し杭の杭構成

No.	下杭 (根固め部)	ジャッキ部	上杭 (杭周部)
1	SC 節杭：2 m	ジャッキ+台座：1 m	PHC 杭：10 m
2	PHC 節杭：2 m	ジャッキ+台座：1 m	PHC 節杭：10 m

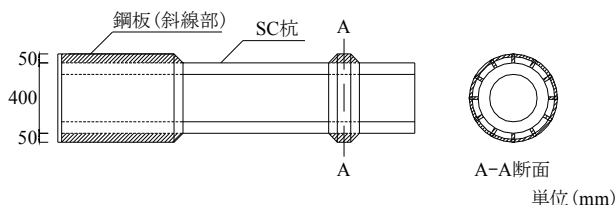


表3-2 掘出し杭の根固め部の仕様

No.	節部径 D_n (mm)	軸部径 D (mm)	根固め部径 D_e (mm)
1	500	400	680
2	440	300	620

図3-3 SC節杭の杭詳細図

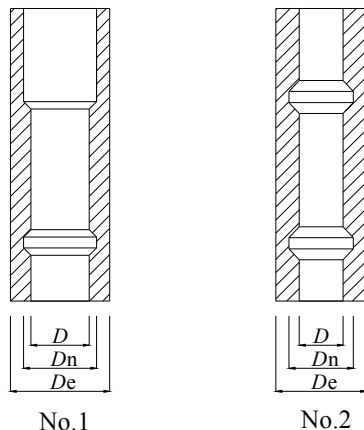


図3-4 掘出し杭の根固め部詳細図

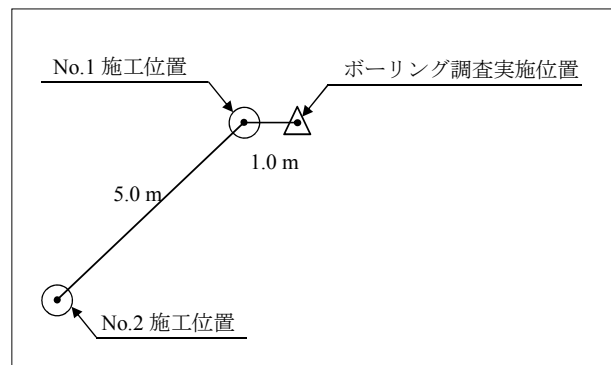


図3-5 ボーリング調査実施位置と掘出し杭の平面位置

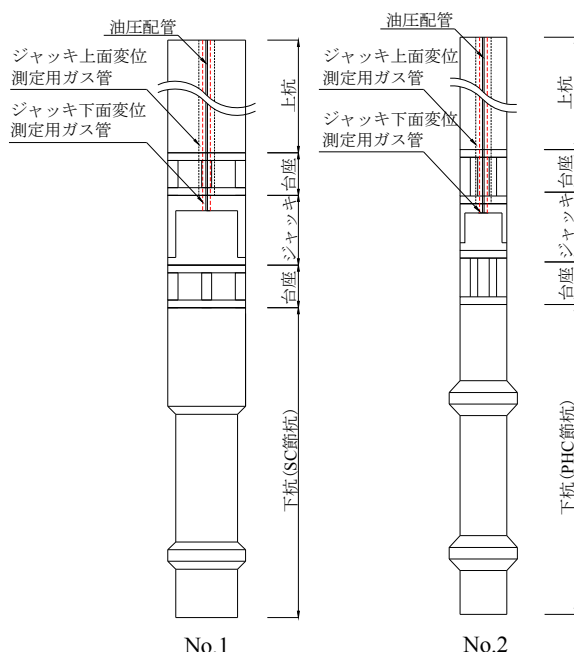


図 3-6 掘出し杭の下杭とジャッキ部の杭詳細図



写真 3-1 No.2 杭の施工状況

3.2.3 載荷試験結果

載荷試験方法は、地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」²⁷⁾の杭の先端載荷試験方法とした。No.1は補助反力併用方式（杭周部の押上げ抵抗力と反力装置の抵抗力を反力とする方式）、No.2は先端載荷方式（杭周部の押上げ抵抗力のみを反力とする方式）とした。載荷試験の結果を、図3-7と表3-3に示す。本試験では根固め部上面に設置したジャッキの荷重を杭先端荷重 P_p とし、ジャッキ下面の変位を杭先端変位 S_p としている。No.1では、 $S_p = 50 \text{ mm}$ （節部径の10%）時の P_p は4448 kNであり、 $S_p = 68 \text{ mm}$ （根固め部径の10%）時の P_p は4654 kNであった。また、 P_p は最大で5210 kNまで載荷し30分荷重を保持した（その時の S_p は220 mm）。No.2では、設置したジャッキの能力限度の $P_p = 3290 \text{ kN}$ まで載荷し30分荷重を保持した（その時の S_p は19 mm）。Weibull分布曲線から推定した節部径10%変位（44 mm）時での P_p は3911 kNであった。No.1は、杭径の10%以上変位しているので、地盤工学会基準に従って判定される第2限界先端抵抗力（杭先端変位が杭先端径の10%に達した時の抵抗力）の荷重履歴を受けている。No.2は最大荷重時の杭先端変位量が節部径の4.3%、根固め部径の3.1%と小さく第2限界先端抵抗力には達していないが、Weibull曲線から推定した杭先端極限支持力の81%（根固め部径10%変位時評価）～84%（節部径10%変位時評価）の大きさの荷重履歴を受けていることになる。

本試験での杭先端部の変位・荷重はジャッキ下面（＝根固め部上面）での測定値である。同種の杭^{28),29)}について、それぞれの支持力評価式から根固め部上面を支持力評価位置としたときの極限先端支持力の設計上の最大値を求め、根固め部断面積で除した杭先端抵抗力度 q_d （ $q_d = P_p / A_e$ 、 A_e ：根固め部断面積）を計算すると、 q_d の最大値は概ね $q_d = 10000 \sim 13000 \text{ kN/m}^2$ 程度である。本試験で得られた第2限界先端抵抗力（杭先端極限支持力）から算出した q_d を表3-4に示す。本杭は同種の杭での設計上の q_d の最大値レベルの荷重履歴を受けていることになる。

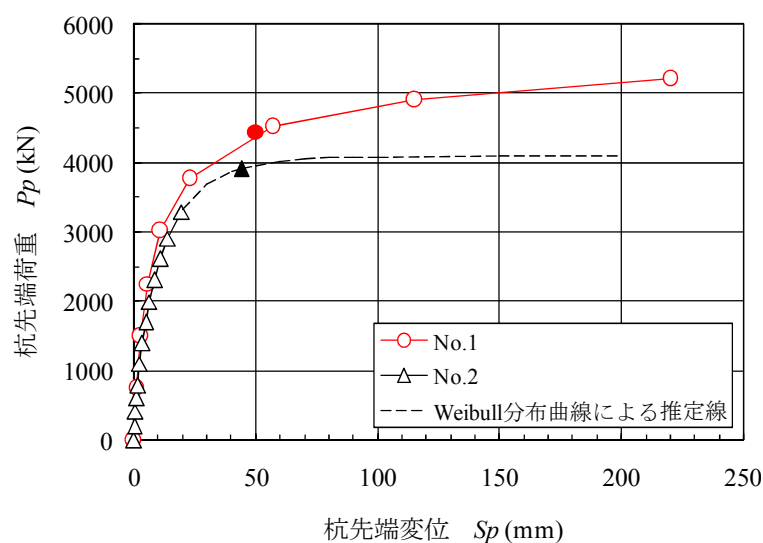


図 3-7 載荷試験結果（杭先端荷重～杭先端変位量関係）

表3-3 載荷試験結果

No.	節部径 10 % 変位時 P_p (kN)	根固め部径 10 % 変位時 P_p (kN)	実測最大荷重 P_p (kN)	実測最大荷重時 変位量 S_p (mm)
1	4448	4654	5210	220.0
2	3911*	4024*	3290	19.3

*：推定値

表3-4 杭先端抵抗力度

No.	根固め部径 10 %変位時		実測最大荷重時	
	杭先端抵抗力度 q_d (kN/ m ²)	q_d/N (kN/ m ²)	杭先端抵抗力度 q_d (kN/ m ²)	q_d/N (kN/ m ²)
1	12821	256	14353	287
2	13369*	267*	10930	218

N ：先端平均 N 値=50 *：推定値

3.2.4 掘出し手順

掘出し作業手順を図3-8に示す。杭先端深さがGL-13 mであることや先端載荷試験を実施したことなどを考慮し、掘出し作業によって根固め部に損傷などをできるだけ与えないような方法とした。掘削に用いたケーシング径は根固め部径+300 mm、掘削深度は根固め部下端から+1000 mmとし現地土とともに杭を掘出した。No.1, No.2ともに掘出し作業によって根固め部に損傷を与えることなく掘り出すことができた。No.1の掘出した根固め部を写真3-2に示す。

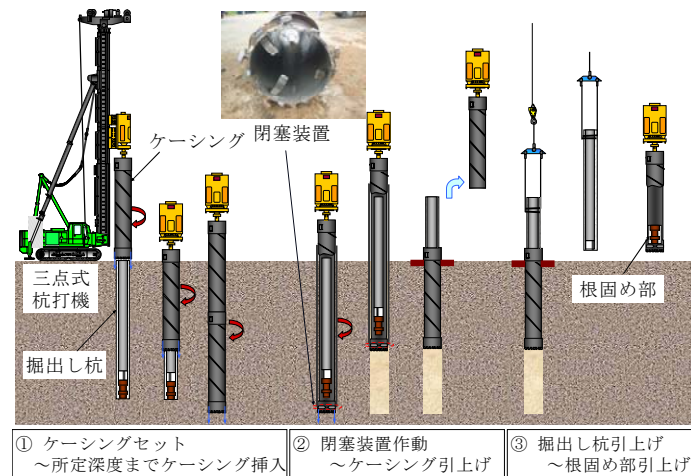


図 3-8 掘出し作業手順



写真 3-2 掘出した根固め部 (No.1)

3.3 掘出した根固め部の調査

掘出した根固め部の品質を確認するために、出来形調査、内部の健全性調査、ソイルセメントの強度確認を行った。

3.3.1 出来形調査

掘出した根固め部の外周部の目視による観察を行った。根固め部は粘土混じり砂礫層に位置していることから根固め部全長にわたってその周面に礫が付着していた。また、大径の礫ほど杭先端部側（根固め部下端）に比較的多く存在する傾向が見られた。色調は全体的に黄褐色であったが、これはこの層のボーリング記事に黄褐色と記載されている粘土分が多く含まれているためであると考えられる。根固め部には大径の礫を除けば、礫がほぼ均等に分散された状態で混合されており、色調にむらが無かったことから、根固め部のソイルセメント築造時の混合攪拌は均一に実施されたものと判断される。No.1は載荷試験により地盤から決まる極限支持力まで荷重履歴を受

けた杭であったが、根固め部外周面には亀裂や破壊は見られなかった。また、露頭した礫とソイルセメントの間には、破壊や剥離などは見られなかった。No.2についても、同様に亀裂や破壊、剥離は確認されなかった。根固め部の寸法計測位置を図3-9に、寸法計測結果を表3-5に示す。実測した周長から算出した根固め部径は、No.1については、平均φ690 mmと、設計根固め部径(φ680 mm)よりも大きく、根固め部全長にわたってほぼ均等な径となっていた。No.2については、平均φ640 mmで、下方ほど大きくなるが、全長にわたって設計根固め部径(φ620 mm)よりも大きく、設計値を満足していた。これらのことから、設計値を満足する根固め部が築造されていたことが確認できた。

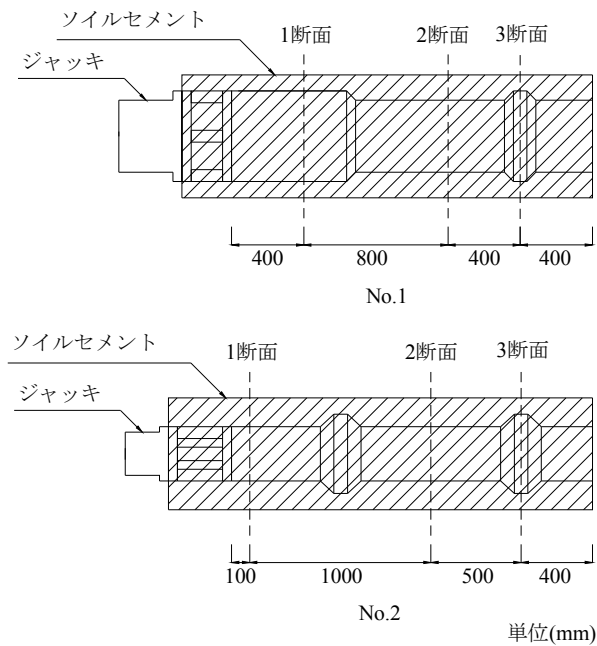


図 3-9 根固め部の寸法計測位置

表3-5 根固め部の寸法測定結果

測定位置	No.1		No.2	
	周長 (mm)	算出した 根固め部径 <i>De</i> (mm)	周長 (mm)	算出した 根固め部径 <i>De</i> (mm)
1 断面	2185	695	1980	630
2 断面	2170	690	2020	643
3 断面	2155	685	2040	649
平均	2170	690	2013	640

3.3.2 内部の健全性調査

No.1については、使用した下杭が鋼製の節部を取り付けたSC節杭であることから、今回はワイヤーソーによる切断を行っていない。No.2について、根固め部のソイルセメントを根固め部内

のPHC節杭と一緒にワイヤーソーを用いて切断して、根固め部内部の健全性を調査した。切断位置は写真3-3に示すように、杭軸直角方向には根固め部の上方にあるジャッキ部の台座から100 mm下の位置（図3-9のNo.2の1断面位置）とした。その後、杭の中心線を通るように杭軸方向に切断した。切断後、根固め部全長にわたる内部の健全性を目視により観察した。写真3-4は、杭軸直角方向に切断した断面である。根固め部の内部にも礫が点在しており、杭中空部と杭外周部にはほぼ均等に分散していた。また、特に大きな土塊は見られなかった。切断面においても、ソイルセメントと杭の剥離は無く、付着は良好であり、亀裂などの破壊は見られなかった。

杭軸方向に切断した断面を写真3-5に示す。根固め部は掘削装置を上下に反復することにより築造しているが、礫が根固め部全体に分散していること、外周部の観察と同様に黄褐色となっていることから、混合攪拌は均一に実施されたものと判断される。また、根固め部全体にわたって節杭とソイルセメントとの剥離が無く付着は良好であり、亀裂なども確認されなかった。よって、載荷試験による根固め部の破壊は生じていないことが確認できた。なお、写真3-5で杭先端部側の方がPHC節杭の肉厚が大きくなっているが、これは切断する際にPHC節杭の中心軸から徐々に20 mm程度下方へとワイヤーソーの切断位置が外れたことによるものである。

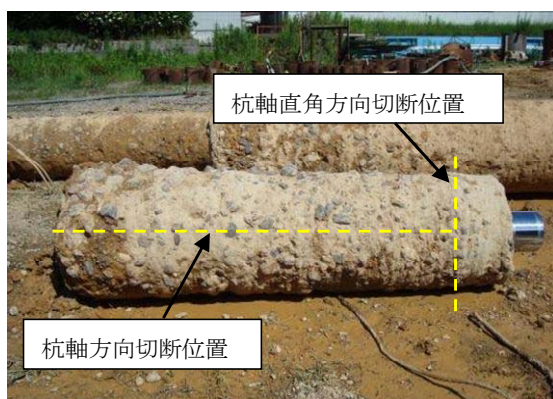


写真3-3 掘出した根固め部切断位置 (No.2)



写真3-4 杭軸直角方向の切断面 (No.2)



写真3-5 杭軸方向の切断面 (No.2)

3.3.3 ソイルセメントの強度

No.1および No.2の根固め部のソイルセメントからコアボーリングにより採取したコア供試体の一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮試験はJIS A 1216(土の一軸圧縮試験方法)およびJIS A 1108(コンクリートの圧縮試験方法)に準じて行った。なお、No.1については杭の切断を行っていないため、杭軸方向のコア供試体は採取していない。図3-10にコア供試体の採取位置と採取径を示す。コア供試体の採取径はφ60 mmを基本とした。No.1において、コア採取時に大径の礫に接触し、試験実施が可能な長さのコア供試体採取ができなかった3箇所については、φ100 mmでコア採取を行った。写真3-6にNo.2において杭軸直角方向で採取したコア供試体、写真3-7にNo.2において杭軸方向で採取したコア供試体を示す。一軸圧縮試験の結果を図3-11、表3-6に示す。No.1でφ60 mmのコア供試体は、荷重と圧縮量を測定できる試験機を用いたが、φ100 mmのコア供試体は、荷重と圧縮量を測定できる試験機の載荷荷重限度を超えたため、最大荷重のみを測定する別試験機を用いた。一軸圧縮強さは、No.1の杭軸直角方向で9.0～17.5 N/mm²(8本の供試体の平均13.2 N/mm²、φ60 mmの5本の供試体の平均14.0 N/mm²、φ100 mmの3本の供試体の平均11.9 N/mm²)、No.2の杭軸直角方向5.8～16.1 N/mm²(9本の供試体の平均11.2 N/mm²)、No.2の杭軸方向5.0～15.5 N/mm²(9本の供試体の平均10.9 N/mm²)であった。No.1とNo.2は同一地盤で同一施工法によって築造したことから同程度の一軸圧縮強さであった。なお、一軸圧縮強さが小さい供試体の大半は礫分とソイルセメントの付着が切れて破壊に至っていた。

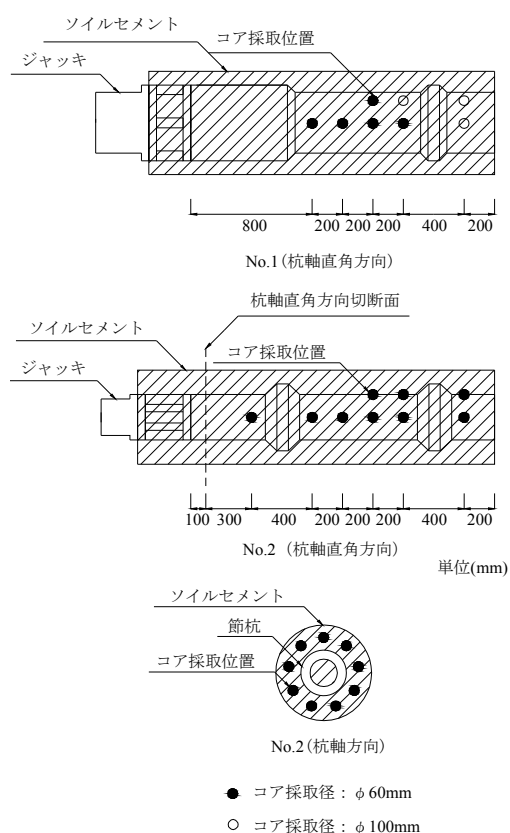


図3-10 コア供試体の採取位置と採取径



写真3-6 コア供試体 (No.2 : 杭軸直角方向)



写真3-7 コア供試体 (No.2 : 杭軸方向)

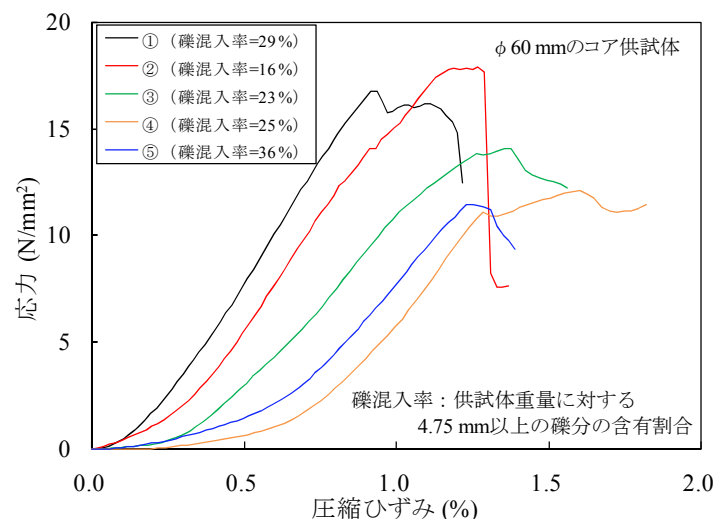


図3-11 一軸圧縮試験の結果 (No.1：応力～圧縮ひずみ関係)

表3-6 一軸圧縮試験の結果

No.	杭軸直角方向					杭軸方向				
	一軸圧縮強さ (N/mm ²)			変動 係数 (%)	サン プル 数	一軸圧縮強さ (N/mm ²)			変動 係数 (%)	サン プル 数
	平均	最小	最大			平均	最小	最大		
1	13.2	9.0	17.5	20.0	8	—	—	—	—	—
2	11.2	5.8	16.1	24.7	9	10.9	5.0	15.5	29.6	9

一軸圧縮試験後の供試体を粉砕して調査した結果、供試体内に点在する礫の径は大きく、4.75 mm以上の礫分の含有割合は、施工前の現地土の割合（26 %）に比べ、供試体重量の30%程度と高かった。本杭の場合、現地土と注入したセメントミルクが均等に混合攪拌したと仮定すると、ソイルセメント重量に占める4.75 mm以上の礫分重量の割合の計算値は約14 %であるので、できあがったソイルセメントには計算値よりもかなり多くの礫が混入していたことになる。また、掘出し作業によって根固め部と同様に損傷などをできるだけ与えないように杭周部も掘出した。No.2の掘出した杭周部を写真3-8 に示す。写真3-3 に示した根固め部の外周部の礫分の混入状況と比較すると、根固め部にかかなり多くの礫が混入していたことがわかる。根固め部築造の過程で大径の礫が沈降したためと考えられる。

一軸圧縮強さの変動係数は、No.1では20.0 %，No.2の杭軸直角方向では24.7 %，杭軸方向では29.6 %であった。同種の杭でコア供試体を1本の杭から5本以上採取して一軸圧縮強さを測定した結果が、鋼管ソイルセメント杭³⁰⁾、プレボーリング杭³¹⁾について報告されている。表3-7に既往の文献における同種の杭の一軸圧縮試験結果を示す。鋼管ソイルセメント杭は別現場の3本の杭の調査結果として、平均強度は8.7～11.5 N/mm²，変動係数は9～18 %と報告されている。根固め液はいずれも水セメント比 $W/C=60$ %，根固め液の注入比率は現地土1 m³あたり0.6～1 m³である。プレボーリング杭は1現場の1本の杭の調査結果として、平均強度は36.5 N/mm²，コア供試体の測定データから計算すると変動係数は7 %との結果が得られた。根固め液は水セメント比 $W/C=60$ %，

根固め液の注入比率は現地土1 m³あたり3 m³である。今回のコア供試体の強度は、ほぼ同じ条件の根固め液を用いた鋼管ソイルセメント杭の調査結果とほぼ等しいが、変動係数はやや大きい。変動係数が大きい理由として、鋼管ソイルセメント杭の根固め部の地盤は本杭とは異なり細粒分や大径の砂礫の少ない比較的均一な地盤であり、地盤条件による差と考えられる。プレボーリング杭の調査結果は、著しく強度も高く変動係数も小さいが、この理由として根固め液の注入比率の違いが支配的と考えられる。



写真3-8 掘出した杭周部 (No.2)

表3-7 既往の文献における同種の杭の一軸圧縮試験の結果^{30),31)}

施工方法	現場 No.	平均一軸圧縮強さ (N/mm ²)	変動係数 (%)
鋼管ソイルセメント杭	1	11.5	17.0
	2	8.7	9.0
	3	8.7	18.0
プレボーリング杭	1	36.5	7.0

3.4 地盤から決まる極限鉛直支持力と杭体構造との関係性の検討

今回の先端載荷試験で得られた先端支持力 R_{p1} は、図3-12のように根固め部底面の先端地盤の支持力 R_{p1} と根固め部の周面摩擦力 R_{p2} の合計になる。図3-13は、鉛直荷重を受ける根固め部の極限状態で想定される破壊パターンである³²⁾。すなわち、杭の先端支持力(根固め部上面で評価)は、①根固め部内での杭とソイルセメントとの付着切れによるすべり、②根固め部のソイルセメントの破壊、③地盤の破壊(杭とソイルセメントは健全)の最も小さい値になる。今回の杭では掘出し調査により根固め部の破壊などが見られなかったことから、先端支持力は③の地盤破壊によるものと判断される。したがって、今回の試験条件(根固め部径と節部径の比が1.36~1.41, 節部外面からのソイルセメントの被り厚さが90 mm, 根固め部の先端地盤の N 値が50以上)の下では、根固め部の強度は10.9 ~13.2 N/mm²で地盤から決まる極限支持力に対して根固め部は健全

であった。節杭を用いたプレボーリング杭工法において根固め部のソイルセメントに関する模型実験¹⁵⁾とFEM解析³³⁾が行われている。実験や解析の結果では、節杭から根固め部のソイルセメントに伝わる応力は最下端節部よりも下方に集中していた。そこで、掘出し杭の最下端節部よりも下方のソイルセメントを確認したところ亀裂や節杭との剥離などの損傷は見られなかった。また、最下端節部よりも下方のソイルセメント強度は、No.1で平均10.9 N/mm²、No.2で平均12.6 N/mm²であり、表3-6に示す根固め部全体の平均値とほぼ等しい結果であった。

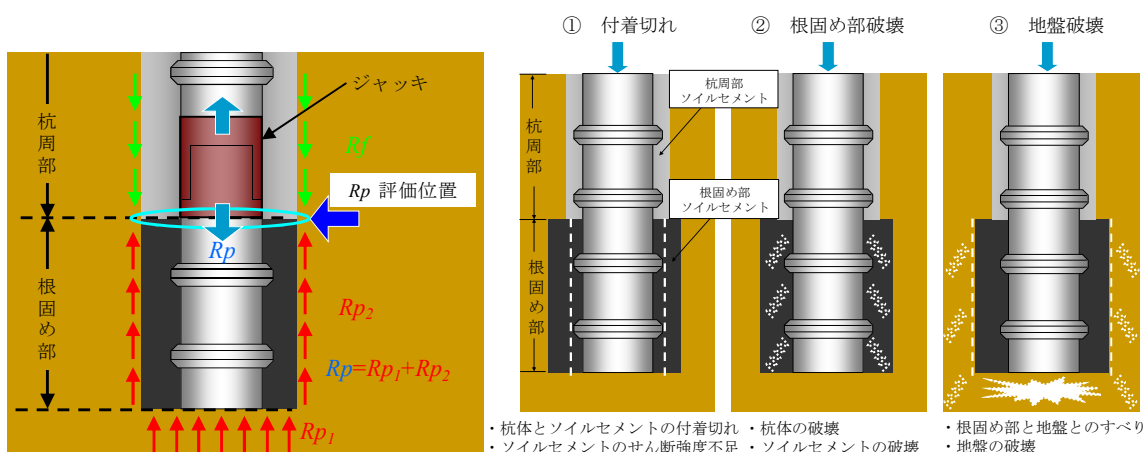


図3-12 先端支持力の伝達機構

図3-13 想定される極限支持力の破壊パターン

3.5 まとめ

本研究では、節杭を用いたプレボーリング杭工法により、施工した杭の先端載荷試験を行い、地盤の極限支持力まで載荷した後の杭を掘り出して、根固め部の杭の出来形、内部の健全性、ソイルセメントの強度などの調査を実施した。今回の試験条件としては、根固め部を造成した地盤はN値50以上の粘土混じり砂礫であり、礫や細粒分を多く含む地盤であった。根固め部径と節部径の比は1.36～1.41で、節部外面からのソイルセメントの被り厚さは90 mmであった。先端載荷試験では、第2限界先端抵抗力までの荷重履歴を与え、その大きさは同種の杭の設計上の杭先端抵抗力度 q_d の最大レベルの値であった。

以下に、本研究により得られた知見をまとめる。

- ① 掘出した根固め部の外周部および内部の健全性調査から、現地土とセメントミルクの混合攪拌が均一に実施され、設計根固め部径を満足する根固め部が築造されていたことを確認した。
- ② 外周部および内部の健全性調査から、根固め部のソイルセメントには、剥離や亀裂などの損傷は見られなかったことを確認した。
- ③ 根固め部のソイルセメント強度は、平均で10.9～13.2 N/mm²であったが、今回の試験条件では地盤から決まる極限支持力に対して、根固め部は健全であり、極限支持力時の破壊パターンは、地盤破壊であることを確認した。

第4章 節杭とソイルセメントの押抜き試験について

4.1 概説

本章では、節杭とソイルセメントの押抜き試験を実施し、節部の有無がソイルセメントとの付着効果に与える影響について確認する。また、様々な条件（節部高さや側圧など）での節杭とソイルセメントの付着特性の把握を行う。以下、4.2 節では試験概要について述べる。さらに 4.3 節では試験結果と考察について述べる。節部の有無がソイルセメントとの付着効果に与える影響や、様々な条件（節部高さや側圧など）での節杭とソイルセメントの付着特性に着目して考察する。つぎに 4.4 節では、本押抜き試験結果と既往の試験結果との比較をする。

4.2 試験概要

本試験は、節杭とその外周部に薄肉鋼管（以後；拘束管）を設置して打設したソイルセメントで構成する試験体を用い、拘束管によってソイルセメントを拘束させることで側圧を与えながら、節杭頭部に荷重を載荷して押抜くことで行った。

4.2.1 試験装置

試験装置の概要図一例を図 4-1 に示す。装置は 5000 kN まで載荷できる圧縮試験機を用いた。圧縮試験機の台座の上に、中心部に円形の穴をあけた受圧板（縦 500 mm、横 500 mm、高さ 30 mm）を重ね、その上に試験体を設置する構造とした。これにより、杭と台座の間で隙間ができ、最大で軸部径の 10 % 程度の 20 mm まで節杭のみを鉛直方向に変位させることができる。受圧板の穴の直径は杭と受圧板が干渉しないように杭軸部径より 5 mm 大きくなるようにした。また、拘束管で鉛直荷重を負担しないように、拘束管と受圧板に 10 mm の離隔を設けた。図 4-2 に試験体に側圧を負荷する仕組みを示す。節杭載荷時にソイルセメントはポアソン比などによる効果で側方に膨張する。そのときソイルセメント外周部を拘束管で拘束すると、拘束管もソイルセメントと同様に膨張し、拘束管の円周方向に応力が発生する（図 4-2 (a)）。薄肉円管断面の等方膨張を仮定すると、拘束管に作用する半径方向の応力（内圧）を式 4-1 で求めることができる。拘束管と接触する面のソイルセメント外周部には、拘束管に作用する半径方向の応力の反力として半径方向に圧縮応力が生じる（図 4-2 (b)）。本試験ではこの圧縮応力がソイルセメントに作用する側圧となる。

$$\sigma_c = -\sigma_r = -\sigma_d \cdot \frac{2ts}{d} \quad (4-1)$$

ここで、 σ_c ：ソイルセメントに作用する圧縮応力(N/mm²)

σ_r ：拘束管に作用する半径方向応力(N/mm²)

σ_d ：拘束管の円周方向応力(N/mm²)

t_s : 拘束管の板厚(mm)

d : 拘束管の直径(mm)

実地盤の根固め部は初期状態（载荷前）において常に側圧が作用しており，载荷時に根固め部は三軸応力状態である．一方，本試験装置の根固め部は载荷前に側圧がほとんど生じない機構があるので，载荷開始時に根固め部は一軸応力状態である．拘束状態の違いによるソイルセメントの三軸圧縮試験を行った結果³⁴⁾によると，拘束状態の最大軸圧縮応力度は無拘束状態に比べて，20～50 %程度増加すると報告されている．このことから本試験は側圧が作用する状態になるまでは一軸応力状態で実杭よりソイルセメント強度を20～30 %程度小さく評価することになるが，側圧が作用する状態では実杭に近い三軸応力状態のソイルセメント強度となると考えている．

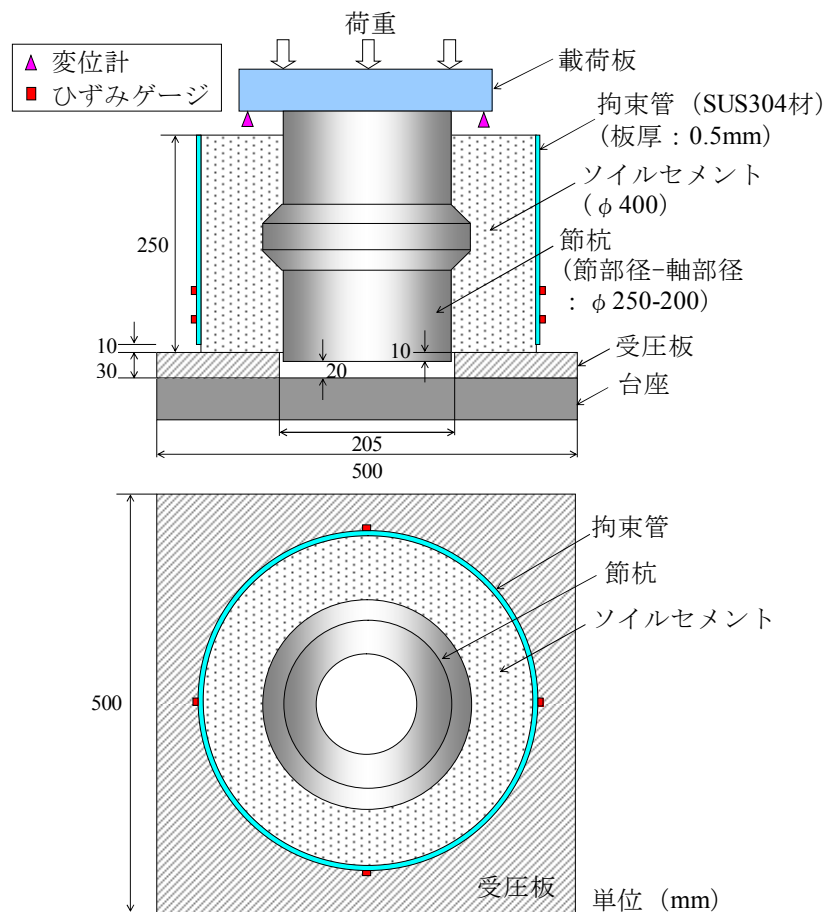


図 4-1 先端支持力の伝達機構

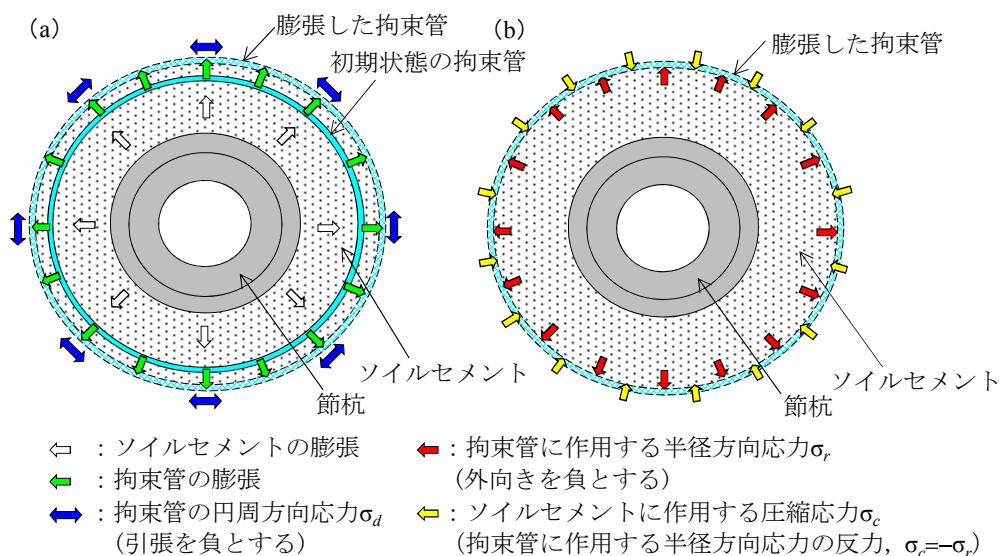


図 4-2 試験体に側圧を負荷する仕組み

4.2.2 試験体

4.2.2.1 模型杭

模型杭は、早強ポルトランドセメントを用いて遠心力成形によって作製したコンクリート杭である。コンクリート杭は、JIS A 1108（コンクリートの圧縮試験方法）に準じて圧縮試験を3本行い、材齢7日強度が平均で100 N/mm²程度であった。また模型杭にはPC鋼材は配置されていない。模型杭の寸法と形状を表4-1に、模型杭の杭詳細図を図4-3に示す。模型杭は上下対称で、節部高さを15 mm、25 mm、50 mm の3種類の節杭を作製した。また、節部高さ0 mmのストレート杭も作製した。節部高さ25 mmの節杭（N25）は、現在製造されている小径節杭（節部径500 mm-軸部径400 mm）の1/2の模型で、大径節杭（節部径1000 mm-軸部径800 mm）の1/4の模型となる。実杭の縮尺とはならないが、節部高さの影響を把握するために、節部高さ15 mmの節杭（N20）と節部高さ50 mmの節杭（N30）も用いた。

表4-1 模型杭の寸法と形状

模型杭 記号	節部径 D_n (mm)	軸部径 D (mm)	節部高さ t (mm)	杭長 H (mm)	節尻長 H_e (mm)	節肩長 H_p (mm)
N20	200	170	15	300	130	142.5
N25	250	200	25	300	110	137.5
N30	300	200	50	300	75	125
S	—	200	0	300	—	—

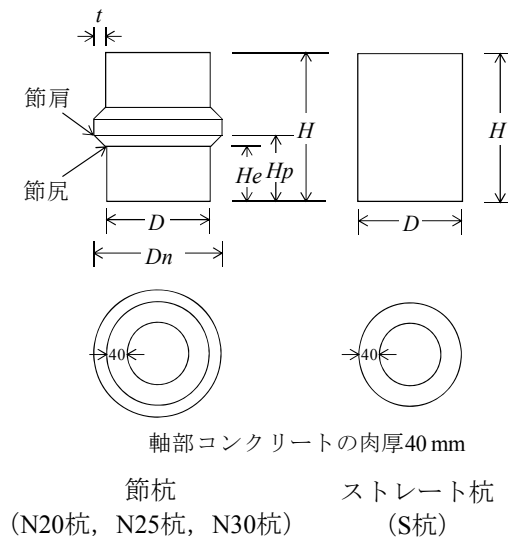


図 4-3 模型杭の杭詳細図

4.2.2.2 ソイルセメント

模型杭の外周部に打設するソイルセメントに用いた材料は、セメントが早強ポルトランドセメント（JIS R 5210, 比重3.14），骨材が砕砂，水が水道水である．砕砂の物理的性質を表4-2に，砕砂の粒度試験結果を図4-4に示す．ソイルセメントは，根固め部の高強度ソイルセメントを対象として，一軸圧縮強さを10, 20, 30 N/mm² と設定した．根固め部に高強度ソイルセメントを造成する杭の地盤から決まる支持力評価式から，根固め部上端を支持力評価位置とした時の極限先端支持力 P_p の設計上の最大値を求め，根固め部断面積 A_e で除した杭先端抵抗力度 q_d ($q_d = P_p / A_e$) の最大値は概ね10000～13000 kN/m² (10～13 N/mm²) 程度である²⁸⁾²⁹⁾．なお，支持力評価位置を根固め部上端としているため，この杭先端抵抗は根固め部の周面抵抗を含めた値となる．また，節杭を用いたプレボーリング杭工法で施工し，地盤の極限支持力まで載荷した後の杭を掘り出して，根固め部のソイルセメント一軸圧縮強さを調査した結果では，平均で10.9～13.2 N/mm² であり，節杭とソイルセメントが一体となって挙動した報告がされている³⁵⁾．プレボーリング杭工法における根固め部に注入するセメントミルクの一軸圧縮強さは，20 N/mm²以上としている例がある³⁶⁾．これらのことから設定した一軸圧縮強さは妥当な値であると判断する．ソイルセメントの配合表を表4-3に示す．なお，ソイルセメント作製前には砕砂の含水比が8～10 %となるように散水して調整した骨材を使用し，その時の砕砂の湿潤密度は1.77 g/cm³であった．ソイルセメントの作製方法は，安定処理土の締固めをしない供試体作製方法（JGS 0821-2000）³⁷⁾に準じて行った．電動ミキサーを用いて，まずセメントと水を十分練り混ぜて，セメントミルクを作製した後に，含水比調整した砕砂を投入して10分程度攪拌した．

表4-2 砕砂の物理的性質

土粒子密度(g/cm^3)		2.62
粒度	細礫分 (2~4.75 mm) (%)	9.0
	砂分 (0.075~2 mm) (%)	89.4
	シルト分 (0.075 mm 以下) (%)	1.6
	$D_{50}(\text{mm})$	0.98
	均等係数	6.83

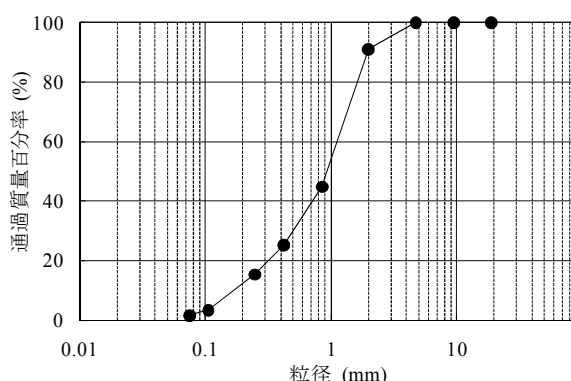


図4-4 砕砂の粒度試験結果

表4-3 ソイルセメントの配合表

配合 No. (一軸圧縮強さ)	砕砂 $S(\text{kg/m}^3)$	セメント $C(\text{kg/m}^3)$	水 $W(\text{kg/m}^3)$	水セメント比 $W/C(\%)$	セメント砂比 $C/S(\%)$
設定 10 (10N/mm ²)	1770	300	225	75	16.9
設定 20 (20N/mm ²)	1770	450	270	60	25.4
設定 30 (30N/mm ²)	1770	600	360	60	33.8

※水セメント比 W/C は砕砂の含水量を考慮していない

4.2.2.3 拘束管

拘束管は、実地盤での根固め部のソイルセメントへの側圧（以後、側圧）を再現するためのものである。側圧は、地盤条件や杭長（上載圧）や土圧のかかり方（土圧係数）により異なる。そこで、土圧係数を静止土圧係数（ $K_0=0.5$ ）として、杭長が20~80 m程度とすると、想定される側圧は全応力で200~800 kN/m²となるので、0, 400, 700, 1100 kN/m²程度で側圧を変化させることとした。施工時における杭周囲の地盤の緩みに関して土圧計測した事例³⁸⁾によると、プレボーリング杭工法で施工した根固め部の有効水平土圧の変化量が0~40 kN/m²程度になり、杭周囲の地盤が緩んだと報告されている。施工時による地盤の緩みの影響は想定される全応力での作用する側圧が200~800 kN/m²であるのに対し有効水平土圧の変化量が最大で40 kN/m²であるので、地盤条件や杭長による影響に比べると小さい値である。このため、施工時による地盤の緩みの影響は本実験では考慮しないものとする。当初、材質SS400の鋼板を溶接して拘束管に用いることを検討したが、加工可能な最小板厚1.2 mmの拘束管では側圧が2000 kN/m²程度と設定値より小さくなった。そこで、拘束管の板厚 t_s を0.3 mm程度まで薄く加工できるステンレス鋼板（JIS G 4305, SUS304）を溶接して拘束管（高さ $H=240$ mm）に用いることとし、最大荷重時の側圧0が拘束管なしに、側圧400 kN/m²が $t_s=0.3$ mmに、側圧700 kN/m²が $t_s=0.5$ mmに、側圧1100 kN/m²が $t_s=0.8$ mmに対応するように板厚を選定した。ステンレス鋼板の機械的性質を表4-4に示す。

表4-4 ステンレス鋼板（SUS304）の機械的性質

0.2%耐力(N/mm ²)	205 以上
引張強さ(N/mm ²)	520 以上
伸び(%)	40 以上

押抜き試験時の側圧を求めるために、拘束管に作用する円周方向応力 σ_d の把握が必要となる。そこで、ステンレス鋼板の応力ひずみ関係を求めるために、試験に用いる拘束管の円周方向からステンレス鋼板の試験片（5号試験片）を切り出し、JIS Z 2241（金属材料引張試験方法）に準じて引張試験を8本（拘束管板厚 $t_s = 0.3 \text{ mm}$ ：2本、 $t_s = 0.5 \text{ mm}$ ：3本、 $t_s = 0.8 \text{ mm}$ ：3本）行った。ひずみの測定は試験片の中央部の表裏にひずみゲージを貼り付けて、実施した。写真4-1に引張試験実施状況を、表4-5にステンレス鋼板の引張試験結果を示す。0.1 %（1000 μ 時）耐力は平均176 N/mm²、0.2 %（2000 μ 時）耐力は平均239 N/mm²、1.0 %（10000 μ 時）耐力は平均292 N/mm²、引張強さは平均722 N/mm²であった。

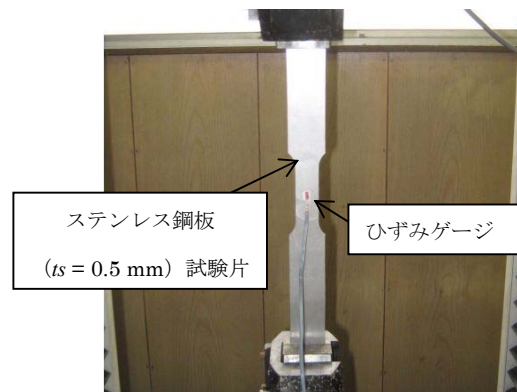


写真4-1 引張試験実施状況

表4-5 ステンレス鋼板の引張試験結果

引張試験 No.	0.1 %耐力 (N/mm ²)	0.2 %耐力 (N/mm ²)	1.0 %耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	最大伸び (%)
0.3 mm①	163	240	298	621	36.5
0.3 mm②	173	208	249	612	39.4
0.5 mm①	173	233	278	756	-
0.5 mm②	200	247	282	766	78.9
0.5 mm③	169	223	267	752	71.0
0.8 mm①	182	256	313	741	-
0.8 mm②	177	265	332	771	71.9
0.8 mm③	174	245	319	756	74.2
平均	176	239	292	722	-

図4-5にひずみ10000 μ 以下でのステンレス鋼板の応力ひずみ関係を示す。試験片によって応力ひずみ関係にばらつきがあるため、平均的な値を採用して応力ひずみ関係の近似曲線を求めることとした。近似曲線は式4-2に示す双曲線モデルとした。押抜き試験では最大荷重時の円周方向のひずみが1000～10000 μ 程度の値であることから、試験平均から算出した2000 μ 時耐力の239 N/mm²と10000 μ 時耐力の292 N/mm²を用いて、式4-2の $a = 0.53$ 、 $b = 587$ を求めた。

$$\sigma_d = a \cdot \left\{ \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon}{b}} \right\} \cdot \varepsilon \quad (4-2)$$

ここで、 σ_d ：拘束管の円周方向応力(N/mm²)
 ε ：拘束管の円周方向ひずみ(μ)
 a, b ：係数

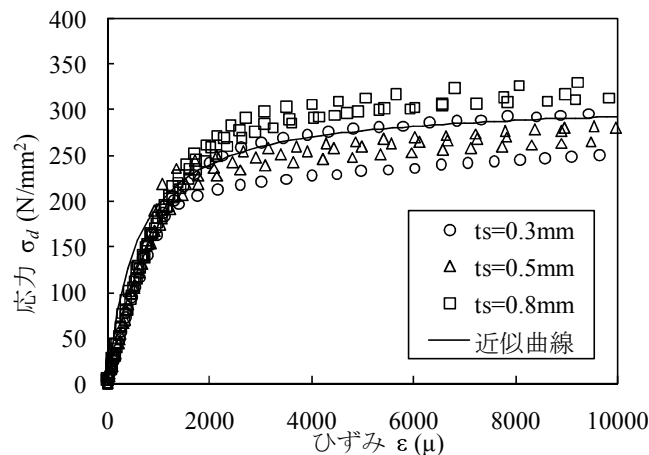


図4-5 ステンレス鋼板の応力ひずみ関係

表4-6に試験値と計算値の応力比較結果を示す。比較データとして、引張強さが最小値の試験（試験No.0.3 mm②）と最大値の試験（試験No.0.8 mm②）を示した。計算値の誤差は、試験値と計算値の差を計算値で除して求めた値である。ひずみ0～1000 μ の範囲では、計算値は最小試験値、最大試験値よりも大きな値となり、誤差は-9.2～-11.2 %である。また、1000～10000 μ の範囲では、計算値がほぼ平均の値となり、最大試験値と最小試験値に対する計算値の誤差は13.6～-16.3 %である。したがって、1000～10000 μ のひずみの範囲では試験値は計算値の0.84～1.13倍になる。本試験では、拘束管の円周方向応力 σ_d はこの近似曲線と押抜き試験時に測定した拘束管の円周方向ひずみ ε で算出するものとした。よって、この応力ひずみ関係から算出したソイルセメントに作用する圧縮応力 σ_c の推定誤差は ± 15 %程度である。

表4-6 試験値と計算値の応力比較結果

ひずみ (μ)	応力(N/mm ²)			計算値の誤差(%)	
	0.3 mm②	0.8 mm②	計算値	0.3 mm②	0.8 mm②
1000	173	177	195	-11.2	-9.2
2000	208	265	239	-12.9	10.8
3000	219	294	259	-15.4	13.5
4000	227	306	270	-15.9	13.3
5000	232	312	277	-16.2	12.6
6000	236	317	282	-16.3	12.4
7000	239	323	285	-16.1	13.3
8000	243	326	288	-15.6	13.1
9000	247	329	290	-14.8	13.4
10000	249	332	292	-14.7	13.6

4.2.3 試験体作製方法

試験体作製手順を図4-6に示す。試験体を試験装置の受圧板に設けた孔に接触しないように設置する必要があるため、試験体設置時に節杭下端と受圧板の孔との離隔を杭中空部から触手確認することとした。このために節杭下端はソイルセメント底面より10 mm突出させることとし、孔をあけた厚さ10 mmのベニヤ板を敷設してソイルセメントの打設を行った。また、拘束管の先端位置とソイルセメント底面の間に10 mmの離隔を設けるために拘束管仮支柱を設置した。拘束管はソイルセメント打設時の型枠としても兼用するので、ソイルセメント打設の影響で拘束管が変形しないように、3～4回に分けて均等にソイルセメントを投入し、空隙ができないように鉄筋棒などで締固めを行った。

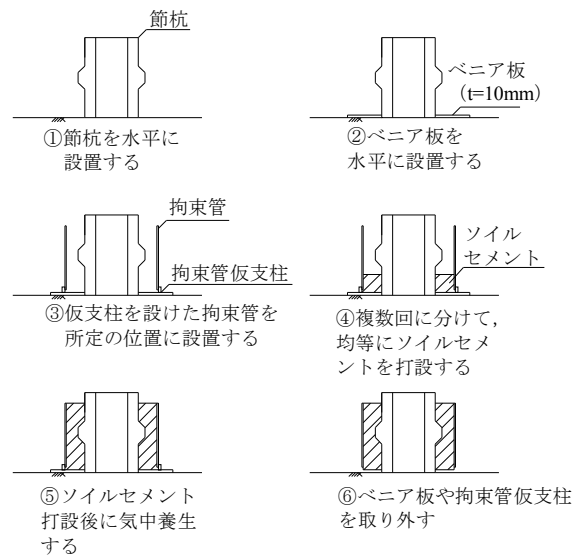


図4-6 試験体作製手順

本試験では、拘束管の直径（内径）が根固め部径となる．作成した試験体は14日間気中養生した後試験を行う．写真4-2、4-3に試験体作製状況を示す．ソイルセメント打設時には、ソイルセメントの一軸圧縮強さの確認を行うために、試験体と同一条件で養生した供試体と恒温養生（20℃）で養生した供試体を3本採取した．

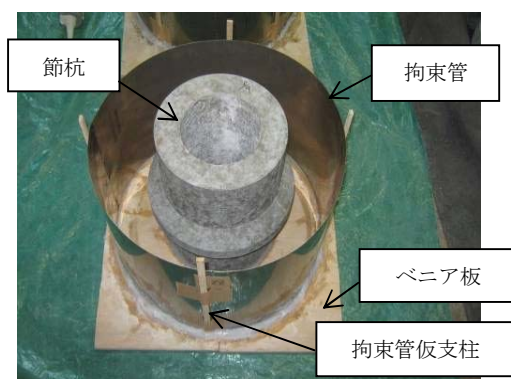


写真4-2 試験体作製状況
（ソイルセメント打設前）

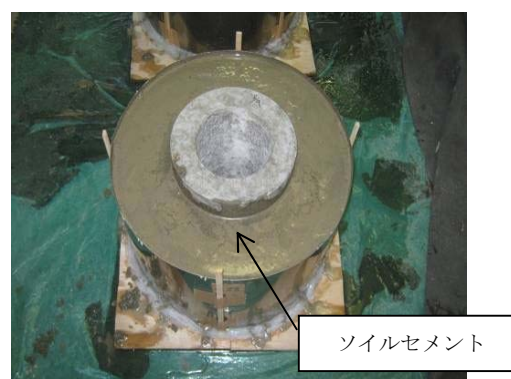


写真4-3 試験体作製状況
（ソイルセメント打設後）

4.2.4 試験ケース

本試験は目的別にA、Bシリーズに分けて行った．Aシリーズでは節部がソイルセメントとの付着に与える効果を確認することを目的として、節杭とストレート杭および側圧の有無による比較をする押抜き試験（試験No.：A）を行った．Bシリーズでは節杭とソイルセメントの付着性能を把握することを目的として、各種条件（節部高さ、ソイルセメント一軸圧縮強さ、根固め部径、側圧）を変化させた押抜き試験（試験No.：B）を行った．表4-7にAシリーズでの試験体の仕様を、図4-7にAシリーズでの試験体寸法一覧を示す．試験体は、拘束管がある節杭（A-1、A-2）、拘束管がない節杭（A-3）、拘束管があるストレート杭（A-4、A-5）に大別される．表4-8にBシリーズでの試験体の仕様を示す．Bシリーズは拘束管の板厚 t_s とソイルセメント一軸圧縮強さ q_u を一定として、節杭の種類（節部高さ）や根固め部径を変化させた試験（図4-8）と、節杭の種類（節部高さ）と根固め部径を一定として、拘束管の板厚 t_s とソイルセメント一軸圧縮強さ q_u を変化させた試験（表4-9）の2種類に大別される．図4-8に示す拘束管の板厚 t_s は0.5 mmで、ソイルセメント一軸圧縮強さ q_u は20 N/mm²である．表4-9に示す根固め部径 D_e は400 mmで、節杭はN25である．

表4-7 Aシリーズでの試験体の仕様

試験 No.	節部径 D_n (mm)	軸部径 D (mm)	根固め部径 D_e (mm)	拘束管板厚 t_s (mm)	ソイルセメント設定強さ $q_u(\text{N/mm}^2)$
A-1	250	200	300	0.5	20
A-2	250	200	350		20
A-3	250	200	400	0 (無)	20
A-4	-	200	300	0.5	20
A-5	-	200	350		20

表4-8 Bシリーズでの試験体の仕様

試験 No.	節部径 D_n (mm)	軸部径 D (mm)	根固め部径 D_e (mm)	拘束管板厚 t_s (mm)	ソイルセメント一軸 圧縮強さ $q_u(\text{N/mm}^2)$
B-1	300	200	350	0.5	20
B-2			400		20
B-3	250	200	300	0.5	20
B-4			350		20
B-5			400	0.3	10
B-6					20
B-7					30
B-8				0.5	10
B-9					20
B-10				0.8	30
B-11					10
B-12					20
B-13					30
B-14			450	0.5	20
B-15	200	170	250	0.5	20
B-16			300		20
B-17			350		20
B-18			400		20
B-19			450		20

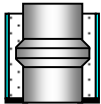
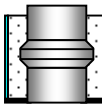
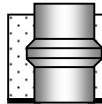
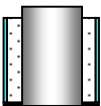
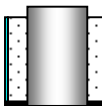
	根固め部径 D_e (mm)		
	300	350	400
模型杭記号 N25 節部径 $D_n=250$ (mm) 軸部径 $D=200$ (mm)			
D_e/D_n	1.20	1.40	1.60
D_e/D	1.50	1.75	2.00
試験No.	A-1	A-2	A-3
模型杭記号 S 軸部径 $D=200$ (mm)			
D_e/D_n	-	-	
D_e/D	1.50	1.75	
試験No.	A-4	A-5	

図4-7 Aシリーズでの試験体寸法一覧

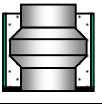
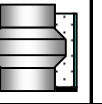
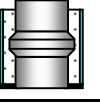
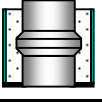
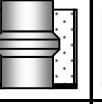
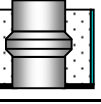
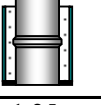
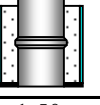
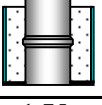
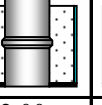
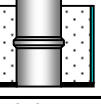
	根固め部径 D_e (mm)				
	250	300	350	400	450
模型杭記号 N30 節部径 D_n (mm) 300					
D_e/D_n			1.16	1.33	
試験No.			B-1	B-2	
模型杭記号 N25 節部径 D_n (mm) 250					
D_e/D_n		1.20	1.40	1.60	1.80
試験No.		B-3	B-4	B-5~B-13	B-14
模型杭記号 N20 節部径 D_n (mm) 200					
D_e/D_n	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25
試験No.	B-15	B-16	B-17	B-18	B-19

図4-8 Bシリーズでの試験体寸法一覧

表4-9 ソイルセメントー軸圧縮強さと側圧比較一覧 (B-5~B-13)

ソイルセメントー軸圧縮強さ q_u (N/mm ²)	拘束管板厚 t_s (mm)		
	0.3	0.5	0.8
10	B-5	B-8	B-11
20	B-6	B-9	B-12
30	B-7	B-10	B-13

4.2.5 荷重方法と計測項目

本試験の荷重方法は連続して荷重を上昇させる1サイクル方式であり，最大荷重後は最大荷重の80 %程度に荷重低下するまで変位をさせて試験を終了した．試験時の計測項目は，図4-1に示すように杭の押抜き荷重と押抜き変位量および拘束管の円周方向のひずみ量として，測定を荷重20 kN間隔で行った．拘束管のひずみの測定位置の決定と鉛直方向の側圧分布形状を確認する目的で，試験No.B-12の拘束管の鉛直方向に複数ひずみゲージを貼り付け，押抜き試験を実施した．計測した対角2点のひずみの平均値から式4-1，4-2より算出した側圧分布形状を図4-9に示す．計測高さは節杭下端からの高さである．最大荷重764 kN時の側圧は節尻から下にある87 mmの計測位置で最大値の1113 kN/m²となり，節尻から下で計測した4点（20，50，87，100 mm）の側圧はほぼ同様の値となった．また節部より上の200 mmの計測位置での側圧は節部の影響が少ないことで側圧が730 kN/m²程度と小さくなった．よって，本試験における拘束管のひずみ測定位置は，側圧が卓越する節尻から下である節杭下端から50 mm位置および87 mm位置の2断面とした．拘束管が均等に膨張することを確認するために，同一試験体のB-12で87 mmの計測位置にて円周方向で90度ごとに4点のひずみの測定を行った．図4-10に円周方向での側圧分布形状を示す． $P = 203$ kN（最大荷重の27 %）作用時では，A，C点の側圧が530 kN/m²でB，D点の側圧250 kN/m²に対して2倍程度大きくなったが， $P = 303$ kN（最大荷重の40 %）では，4点（A，B，C，D）の側圧の差が小さくなり， $P = 404$ kN（最大荷重の53 %）～最大荷重764 kNでは4点（A，B，C，D）の側圧がほぼ均等に作用していた．これより，最大荷重の50 %以上では円周方向で拘束管はほぼ等方に膨張していると判断できる．

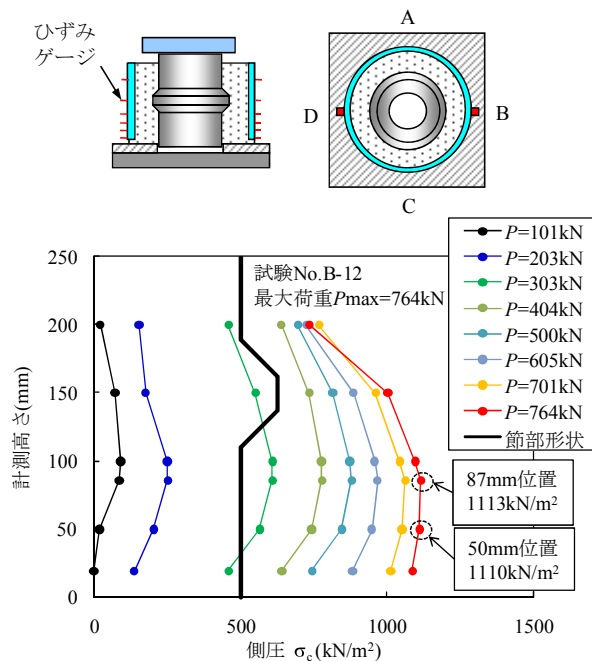


図4-9 鉛直方向での側圧分布形状

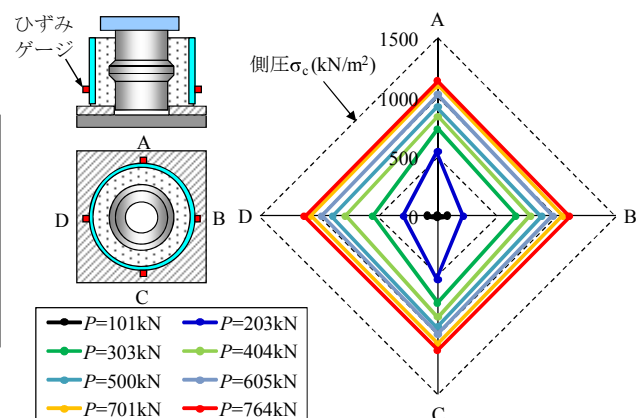


図4-10 円周方向での側圧分布形状

4.3 試験結果と考察

本試験結果において、恒温（20℃）養生した場合のソイルセメント一軸圧縮強さ q_u は試験体と同一条件で養生した場合の q_u の $\pm 8\%$ 程度に収まり、バラつきが小さかったため、恒温養生した供試体の一軸圧縮強さを示すこととする。側圧は、節杭下端から50 mm位置と87 mm位置で大きな差がないことから、節杭下端から50 mm位置の2点のひずみの平均値で算出することとした。

4.3.1 節杭とストレート杭での比較

Aシリーズ（節杭とストレート杭および側圧の有無による比較）の試験結果を表4-10に、代表的な荷重～変位関係を図4-11に示す。同一根固め部径 De にて比較すると、 $De = 300$ mmでは節杭（A-1）の最大荷重 P_{max} はストレート杭（A-4）に比べて3.9倍と大きくなり、 $De = 350$ mmでは節杭（A-2）の最大荷重 P_{max} はストレート杭（A-5）に比べて3.6倍と大きくなる。節杭（A-1, A-2）は P_{max} 時に側圧 σ_c が800～900 kN/m²作用するが、ストレート杭（A-4～A-5）ではほぼ0に近い値であった。 P_{max} 時のソイルセメントの側方変位量を拘束管の円周方向ひずみ ε を用いて計算すると、節杭下端から50 mm位置ではA-1は0.56 mm、A-2は1.02 mmになり、根固め部径の0.2～0.3%程度であった。ソイルセメントの一軸圧縮試験から求めた破壊時の軸ひずみが0.8～1%程度であり、ポアソン比を0.3とする³⁹⁾と、側方ひずみは0.24～0.3%となる。押抜き試験は節部直下から荷重伝達されることやソイルセメントのかぶり厚の違いで、局所的なひずみの影響も含まれるが、各々の側方ひずみはほぼ同じオーダーである。実杭の根固め部径は500～1500 mmの範囲が多く、 P_{max} 時の側方ひずみが本実験と同程度とすると、1.0～4.5 mm程度に側方変位することになる。実杭では載荷初期より側圧が作用するために、実杭の P_{max} は本実験より大きくなる可能性がある。しかしこの程度の変位量であれば、本実験と実杭の P_{max} は大きく変わらないものとする。節杭（A-1）での試験後の試験体を写真4-4に示す。A-1での最大変位量は9.22 mm（ P_{max} 時の約2.6倍）であるが、節尻から下の位置（試験前の杭下端から100 mmの計測位置）で拘束管の周長を測定すると、A-1では試験前の944 mmから試験後には968 mmに膨張し、A-2では試験前の1102 mmから試験後には1122 mmに膨張した。直径に換算すると、A-1で根固め部径が300 mmから308 mm程度に、A-2で350 mmから357 mm程度に大きくなっており、根固め部径の2.0～2.7%程度であった。本実験では、 P_{max} 時以降はほぼ一定の側圧しか与えていないが、実地盤では根固め部のソイルセメントの側方変位量が大きくなると、受動土圧状態となり、大きな側圧が作用する可能性がある。実杭の P_{max} 以後の挙動は本実験とは異なり、 P_{max} 以後も荷重を保持し続ける可能性がある。一方でストレート杭（A-4, A-5）は、試験前後で拘束管に周長の変化はない。節杭（A-1）で拘束管を取り除いて観察したソイルセメントの破壊状況を写真4-5に示す。節尻もしくは節尻から節肩の中間より受圧板に向かって60度程度の円錐状にソイルセメントの破壊面が確認された。節尻直下には粉々に破碎して圧縮されたソイルセメントが付着していることも確認された。一方、ストレート杭（A-4, A-5）では、目立ったソイルセメントの破壊はなく、軸部外周面とソイルセメントの間ですべりが生じていることが確認され、この面で付着が切れたと判断される。

表4-10 Aシリーズの試験結果

試験 No.	最大荷重 P_{max} (kN)	P_{max} 時 変位量 S (mm)	P_{max} 時 側圧 σ_c (kN/m ²)	ソイルセメント 一軸圧縮強さ q_u (N/mm ²)	模型杭 記号
A-1	553	3.44	895	22.6	N25
A-2	683	4.22	808	22.3	N25
A-3	245	5.27	0	20.2	N25
A-4	142	0.71	4	15.6	S
A-5	190	0.68	18	21.2	S

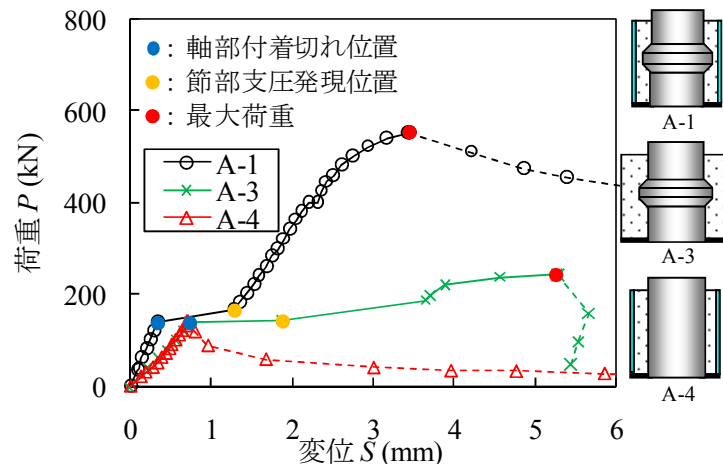


図4-11 代表的な荷重変位関係 (A-1, A-3, A-4)

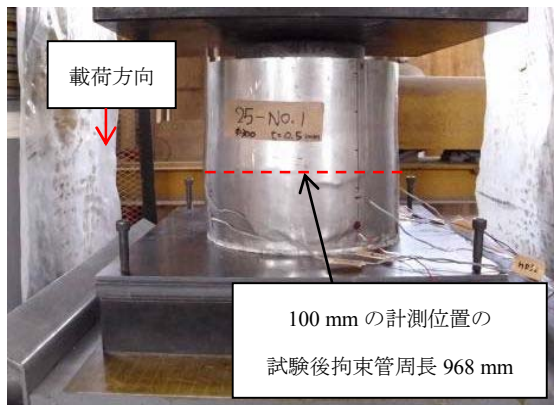


写真4-4 試験後の試験体状況 (A-1)

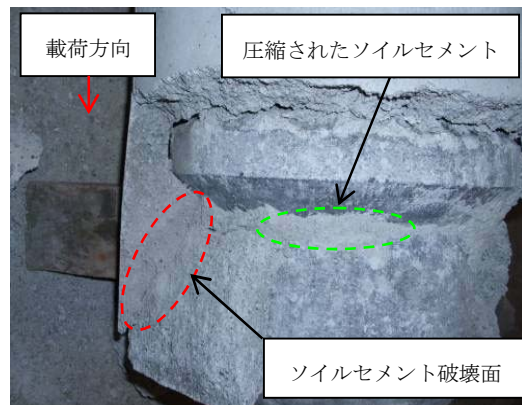


写真4-5 ソイルセメント破壊状況 (A-1)

図4-11に示すようにストレート杭 (A-4) は、拘束管があっても最大荷重後に急激に荷重が低下する。ソイルセメントと軸部の付着 (以後、軸部付着) が一旦切れると、荷重を保持できずに変位だけが進行するものと考えられる。拘束管がある節杭 (A-1) は、載荷初期で1 mm程度変位

量が急増し、この時点で軸部付着が切れたと考えられる。しかし、節部が受けるソイルセメントの支圧抵抗（以後、節部支圧）によって、再び荷重を保持して最大荷重 P_{max} に至る。また P_{max} 以後は急激な荷重の低下はみられない。拘束管がない節杭（A-3）は、拘束管がある節杭（A-1）に比べて軸部付着切れから節部支圧が発現するまでの変位量は1 mm程度でほぼ同じ値であるが、 P_{max} は半分以下に小さくなる。節杭で荷重初期に急激な変位量の増加が見られるのは、図4-6に示す試験体製造方法の影響、すなわち節杭を設置した後にソイルセメントを打設することによる影響であり、節部直下とソイルセメントのなじみによる影響と考えている。プレボーリング杭工法の標準的な施工手順³⁵⁾では、先にソイルセメントを築造して節杭を設置するためにこの現象はないと思われる。図4-12に拘束管がある節杭（A-2）での荷重～変位、側圧～変位関係を示す。荷重開始から軸部付着切れまでの側圧は最大で14 kN/m²であり、0ではないもののかなり小さい値である。軸部付着切れから節部支圧発現まで（変位量0.62 mmの増加）の間に側圧は190 kN/m²まで大きくなる。荷重が増加するにつれて節部支圧の効果により、側圧も大きくなる。 P_{max} 時に側圧は808 kN/m²となり、以後頭打ちとなっている。

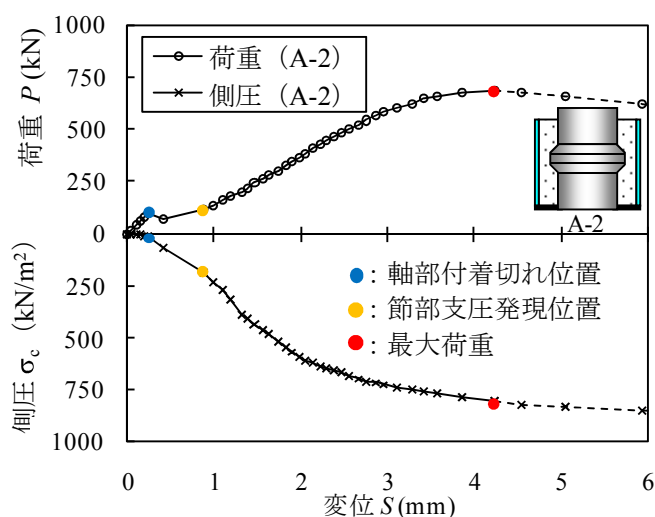


図4-12 荷重～変位、側圧～変位関係（A-2）

節杭とストレート杭での軸部付着切れの挙動や節部支圧の挙動を把握するために、軸部付着区間（荷重開始から軸部付着切れまで）と節部支圧区間（節部支圧発現から最大荷重まで）に区分して最大荷重や初期剛性を比較することとした。図4-13に示すように軸部付着区間の初期剛性 E_s は荷重変位関係より荷重開始から軸部付着切れ位置までの区間の勾配とし、節部支圧区間の初期剛性 E_n は節部支圧発現位置を始点として計測点がほぼ直線状となる区間までの勾配とした。表4-11に初期剛性の比較結果を示す。軸部付着区間の最大荷重 P_{max1} を同一根固め部径にて比較すると節杭（A-1、A-2）がストレート杭（A-4、A-5）に比べて同程度もしくは小さくなる。これは節杭の節部の傾斜部（節肩から節尻の部分）を除いた軸部表面積（0.122 m²）がストレート杭の軸部表面積（0.157 m²）より小さいことによる影響であると考えられる。また軸部付着区間の

初期剛性 E_s は拘束管がある節杭（A-1, A-2）で396～412 kN/mmとなり、拘束管がない節杭（A-3）の2.2倍に、ストレート杭（A-4, A-5）の1.5～2.2倍となる。拘束管がある節杭（A-1, A-2）で軸部付着区間の初期剛性 E_s が大きくなったのは、かなり小さい値であるが側圧が作用した影響と思われる。節部支圧区間の初期剛性 E_n は拘束管がある節杭（A-1, A-2）で218～260 kN/mmとなり、拘束管がない節杭（A-3）と比較して10倍程度大きくなる。これは拘束管（側圧）によってソイルセメントの変形や破壊を抑制した影響であると考えている。拘束管がある条件（側圧が作用する条件）では、拘束管がある節杭は節部支圧の効果によってストレート杭、拘束管がない節杭に比べて押抜き最大荷重および初期剛性 E_s 、 E_n を大きく増加させる効果があることがわかった。

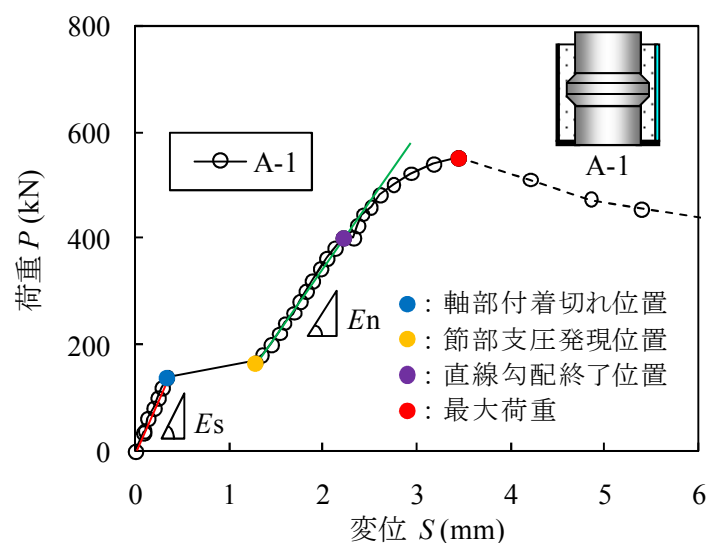


図 4-13 初期剛性の算出方法（A-1 の例）

表 4-11 初期剛性の比較結果

試験 No.	軸部付着区間		節部支圧区間	
	最大荷重 P_{max1} (kN)	初期剛性 E_s (kN/mm)	最大荷重 P_{max} (kN)	初期剛性 E_n (kN/mm)
A-1	140	412	553	260
A-2	101	396	683	218
A-3	140	180	245	24
A-4	142	180	-	-
A-5	190	273	-	-

4.3.2 各種条件での節杭の付着性能の比較

Bシリーズ（節部高さ、ソイルセメント一軸圧縮強さ、側圧、根固め部径と節杭の付着性能の関係把握）の試験結果を表4-12に示す。なお、B-3はA-1と、B-4はA-2と同じ試験である。B-8（B-8

②) とB-14 (B-14②) では実験の再現性を確認するために同一条件の実験を実施した。 P_{max} で比較すると両者の差は7～10 %程度であることから q_u のバラつきも考慮すると十分に再現性があると考えている。 P_{max} 時の補正変位量 S とは、軸部付着切れから節部支圧発現までの間に増加した変位量を補正した値であり、図4-14に示す方法で補正をした。節部支圧区間の勾配 E_n を軸部付着切れ位置の荷重まで外挿して、その時の変位量 a を求める。軸部付着切れまでの変位量を b として、変位量 a から b を引いた値を補正することとする。 P_{max} 時の補正変位量 S は根固め部径 D_e に対して平均1.0 %程度で、節部径 D_n に対して平均1.5 %程度になる。これは地盤工学会基準²⁷⁾にて第2限界抵抗力を杭先端変位が杭先端径の10 % 以下の範囲の最大値として判断されているのに比べて、十分に小さい値である。

表4-12 Bシリーズの試験結果

試験 No.	最大荷重 P_{max} (kN)	P_{max} 時 補正変位 S (mm)	P_{max} 時 側圧 σ_c (kN/m ²)	ソイルセメン ト一軸圧縮強 さ q_u (N/mm ²)	模型杭 記号
B-1	1236	2.35	797	19.0	N30
B-2	1651	3.78	715	18.5	N30
B-3	553	2.57	895	22.6	N25
B-4	683	3.64	808	22.3	N25
B-5	505	3.32	413	12.5	N25
B-6	567	3.32	417	22.8	N25
B-7	608	3.42	430	25.0	N25
B-8	580	3.90	680	13.2	N25
B-9	741	3.57	698	22.7	N25
B-10	777	3.10	710	31.1	N25
B-11	714	4.00	1101	15.1	N25
B-12	764	3.72	1100	22.0	N25
B-13	817	6.03	1162	31.0	N25
B-14	621	2.98	601	20.0	N25
B-15	261	3.14	1073	19.2	N20
B-16	376	5.09	922	20.0	N20
B-17	416	7.02	808	19.3	N20
B-18	520	3.78	655	20.3	N20
B-19	497	3.54	587	22.8	N20
B-8①	526	3.97	667	11.3	N25
B-14②	581	3.78	601	21.6	N25

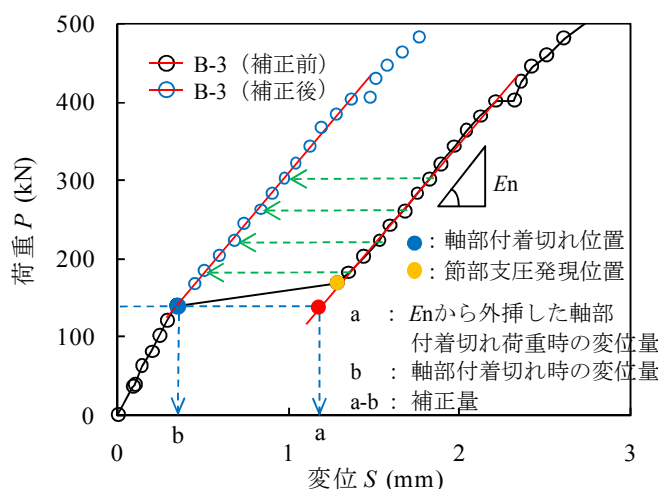


図 4-14 荷重変位関係の補正方法

4.3.2.1 節部高さと付着性能の関係

節部高さの違いによる代表的な荷重変位関係を図4-15に示す。同一の根固め部径，ソイルセメントー軸圧縮強さ，側圧において，節部高さが大きくなる（B-2>B-9>B-18）につれて，最大荷重 P_{max} が大きくなる。 P_{max} では，B-18に対してB-9は1.43倍に，B-2は3.18倍となる。表4-13，図4-16に示すように節部高さの違いによる P_{max} の増加比率は，節部高さ（N30：50 mm，N25：25 mm，N20：15 mm）の増加比率よりも大きくなり，節部投影面積 An （節部径の閉塞断面積を軸部径の閉塞断面積で引いた値，N30：39270 mm²，N25：17671 mm²，N20：8718 mm²）の増加比率よりも小さくなる。 P_{max} の増加比率は節部高さや節部投影面積の増加比率との相関性が高い。押抜き最大荷重 P_{max} を節部投影面積 An で割った値を節部支圧強度 σ_n と定義する。節部支圧強度と節部投影面積の関係を図4-17に示す。同一の側圧，根固め部径において， σ_n は An に比例して小さく， An が大きくなると σ_n は収束する傾向にある。 q_u が20 N/mm²に対して， An が17671～39270 mm²の範囲では σ_n はおおむね30～40 N/mm²になる。実杭では模型杭に比べて An が大きい（N30杭の3～10倍）ので，同一 q_u に対し， σ_n は一定の値になると考えられる。

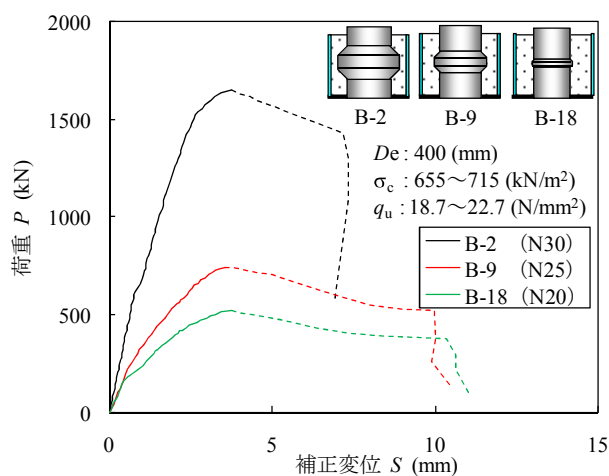


図 4-15 節部高さの違いによる荷重変位関係（B-2，B-9，B-18）

表 4-13 P_{\max} と節部高さ、節部投影面積の増加比率（N20 に対する）

模型杭 記号	根固め部径 D_e (mm)				節部高さ t の増加比率	節部投影面積 A_n の増加比率
	300	350	400	450		
N30	-	2.97	3.18	-	2.50	4.50
N25	1.47	1.64	1.43	1.25	1.25	2.00
N20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

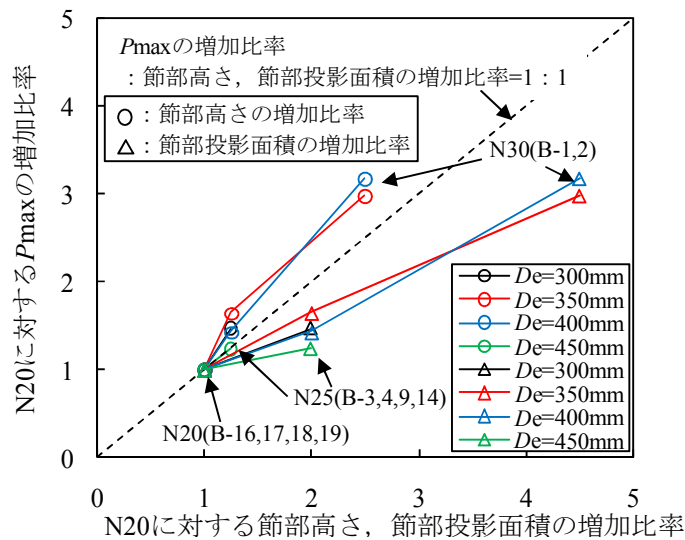


図 4-16 P_{\max} と節部高さの増加比率の比較

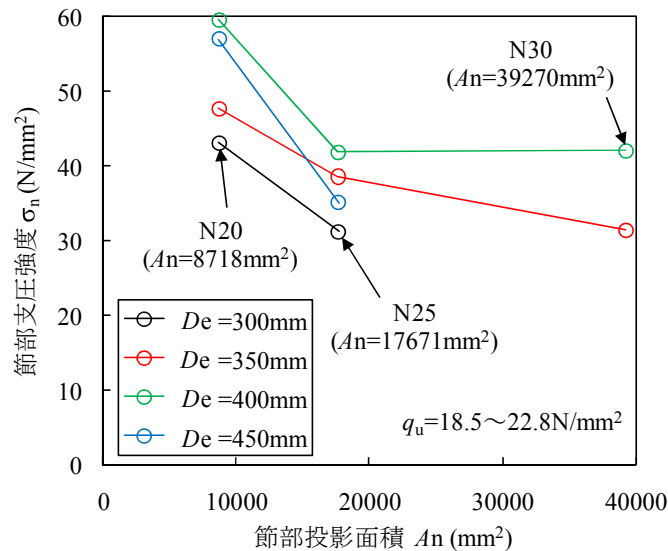


図 4-17 節部支圧強度 σ_n と節部投影面積 A_n の関係

4.3.2.2 ソイルセメント一軸圧縮強さと付着性能の関係

ソイルセメント一軸圧縮強さ q_u の違いによる代表的な荷重変位関係を図4-18に示す。同一の節部高さ、根固め部径、側圧において、 q_u が大きくなる（B-10>B-9>B-8）につれて、最大荷重 P_{max} が大きくなる。 P_{max} では、B-8に対してB-9は1.28倍に、B-10は1.34倍となる。表4-14、図4-19に示すように q_u の違いによる P_{max} の増加比率は節部高さや節部投影面積の違いによる P_{max} の増加比率に比べると微増である。また q_u の増加比率に対する P_{max} の増加比率は小さく、 q_u が大きくなると P_{max} が収束する傾向にある。なお、 q_u の増加比率の算出時には、実測のソイルセメント一軸圧縮強さを用いている。節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの関係を図4-20に示す。同一の節部高さ、根固め部径において、 σ_n は q_u および側圧 σ_c に比例して大きくなる。 q_u が10～30 N/mm²に対して σ_c が400～1100 kN/m²の範囲では σ_n はおおむね30～50 N/mm²になる。また節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの比 σ_n/q_u の比較を表4-15に示す。節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの比 σ_n/q_u は1.38～2.68の範囲となり、平均1.88であった。 σ_n/q_u と σ_c の関係を図4-21に、 σ_n/q_u と q_u の関係を図4-22に示す。 σ_n/q_u は σ_c に比例して大きくなり、ソイルセメント一軸圧縮強さ q_u に比例して小さくなる。節部支圧強度 σ_n とソイルセメント一軸圧縮強さ q_u は相関性が高い。実杭においても模型杭と同様の傾向になると考えられるが、ある程度 q_u が高くなる（30 N/mm²以上）と同一の An の場合では σ_n は頭打ちの傾向にあると考える。

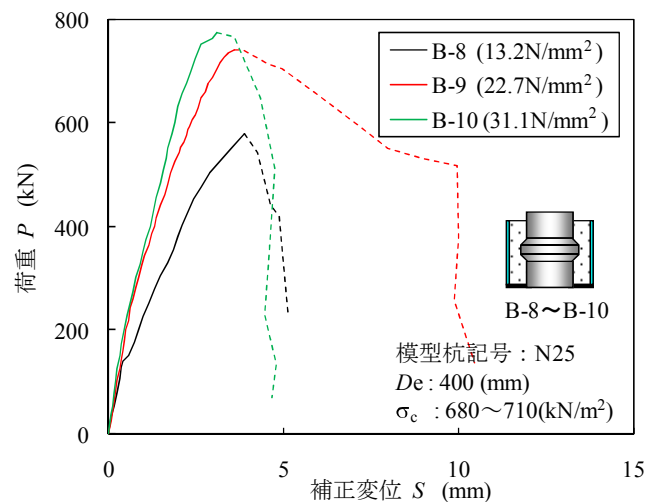


図 4-18 q_u の違いによる荷重変位関係（B-8, B-9, B-10）

表 4-14 P_{max} と q_u の増加比率（設定 10 N/mm² に対する）

側圧 σ_c : 400(kN/m ²)		側圧 σ_c : 700(kN/m ²)		側圧 σ_c : 1100(kN/m ²)	
q_u 増加比率	P_{max} 増加比率	q_u 増加比率	P_{max} 増加比率	q_u 増加比率	P_{max} 増加比率
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.82	1.12	1.72	1.28	1.46	1.07
2.00	1.20	2.36	1.34	2.00	1.14

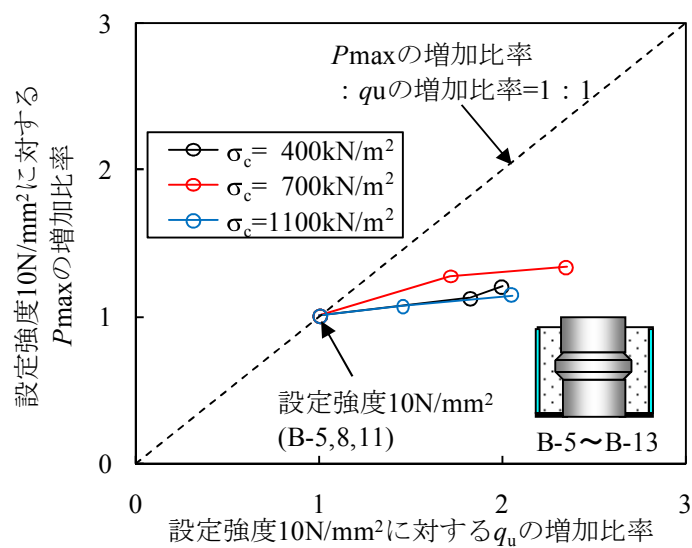


図 4-19 P_{max} と q_u の増加比率の比較

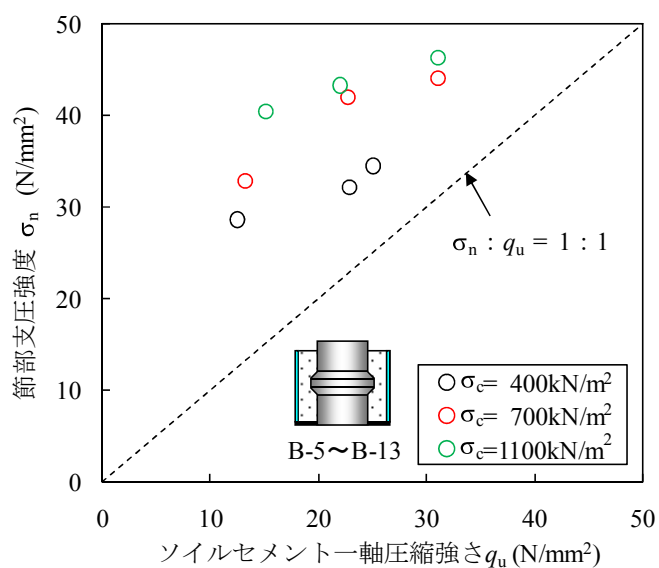


図 4-20 節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの関係

表 4-14 σ_n / q_u の比較

設定ソイルセメント 一軸圧縮強さ q_u (N/mm ²)	側圧 σ_c 400(kN/m ²)	側圧 σ_c 700(kN/m ²)	側圧 σ_c 1100(kN/m ²)
10	2.29	2.49	2.68
20	1.41	1.85	1.97
30	1.38	1.41	1.49

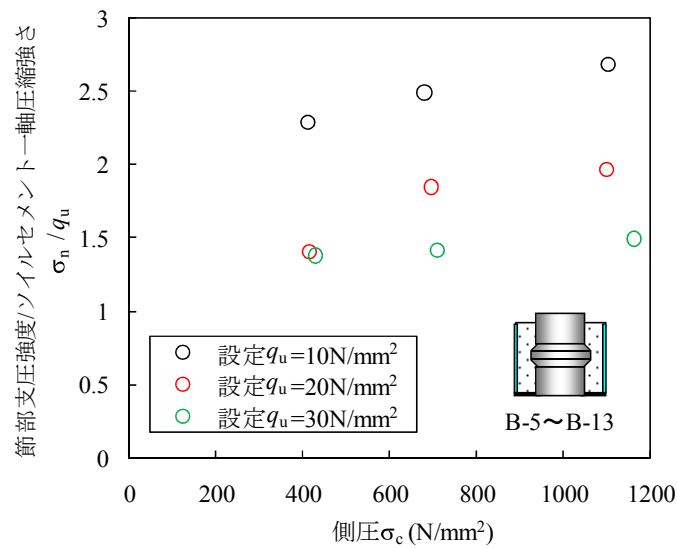


図 4-21 σ_n / q_u と σ_c の関係

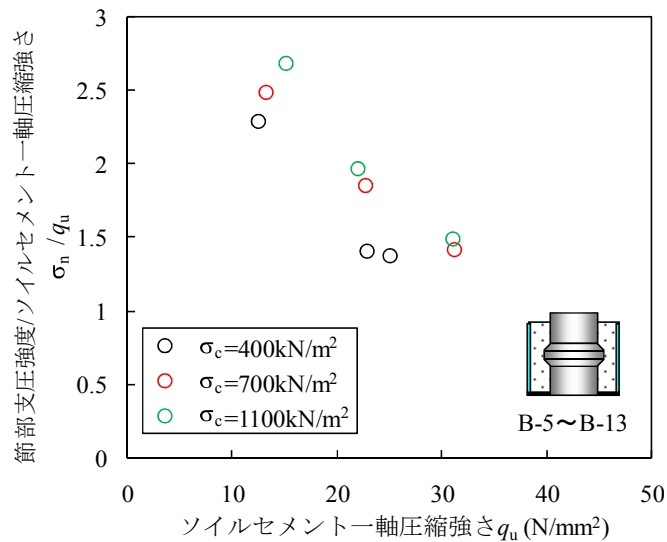


図 4-22 σ_n / q_u と q_u の関係

4.3.2.3 側圧と付着性能の関係

側圧 σ_c の違いによる代表的な荷重変位関係を図4-23に示す。同一の節部高さ、根固め部径、ソイルセメント一軸圧縮強さの条件において、 σ_c が大きくなる（B-12>B-9>B-6）につれて、最大荷重 P_{max} が大きくなる。 P_{max} では、B-6に対してB-9は1.30倍に、B-12は1.35倍となる。表4-16、図4-24に示すように側圧 σ_c の違いによる P_{max} の増加比率は節部高さや節部投影面積の違いによる P_{max} の増加比率に比べると微増である。 σ_c の増加比率に対する P_{max} の増加比率は小さく、 σ_c が大きくなると収束する傾向にある。なお、 σ_c の増加比率の算出時には、実測の側圧を用いている。図4-25に節部支圧強度 σ_n と側圧 σ_c の関係を示す。同一の節部高さ、根固め部径において、 σ_c が400～1100 kN/m²に対して q_u が10～30 N/mm²の範囲では σ_n は σ_c に対して比例して増加するが、700 kN/m²以上では σ_n は q_u が20 N/mm²および30 N/mm²の場合ではその増加が小さく収束する傾向

である。側圧0のデータがある $q_u = 20 \text{ N/mm}^2$ の場合では、側圧0の試験として実施したA-3は σ_n が 13.9 N/mm^2 で、 σ_c が $0 \sim 700 \text{ kN/m}^2$ の範囲でも σ_n は σ_c にほぼ比例して増加している。このことから実杭では杭長に比例して σ_n は増加するが、長尺になると σ_n は一定の値となると考えられる。

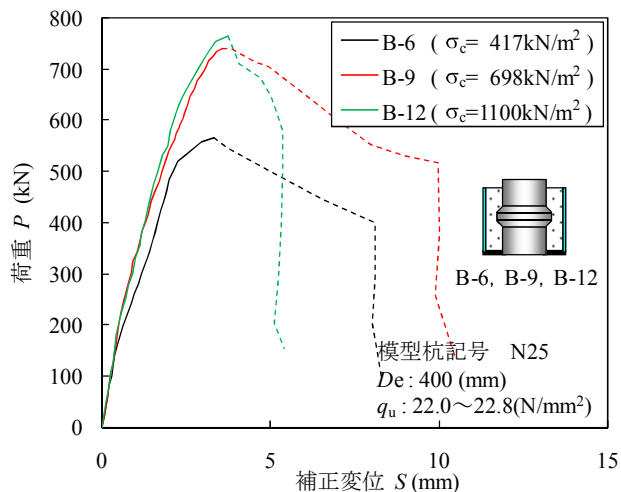


図 4-23 σ_c の違いによる荷重変位関係 (B-6, B-9, B-12)

表 4-15 P_{\max} と σ_r の増加比率 (400kN/m² に対する)

$q_u: 10(\text{N/mm}^2)$		$q_u: 20(\text{N/mm}^2)$		$q_u: 30(\text{N/mm}^2)$	
σ_c	P_{\max}	σ_c	P_{\max}	σ_c	P_{\max}
増加比率	増加比率	増加比率	増加比率	増加比率	増加比率
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.64	1.15	1.67	1.30	1.65	1.28
2.67	1.41	2.63	1.35	2.70	1.34

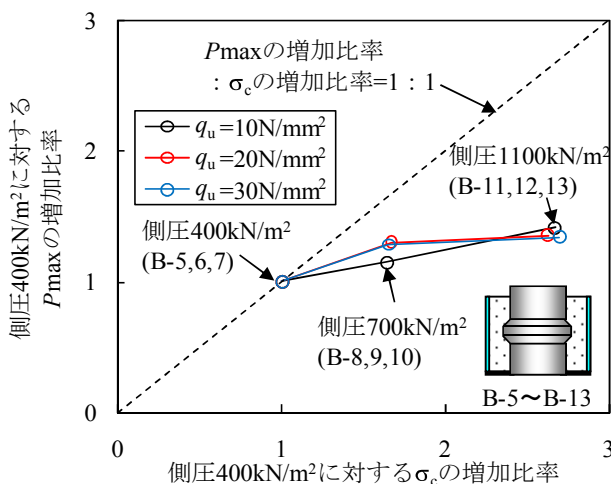


図 4-24 P_{\max} と σ_c の増加比率の比較

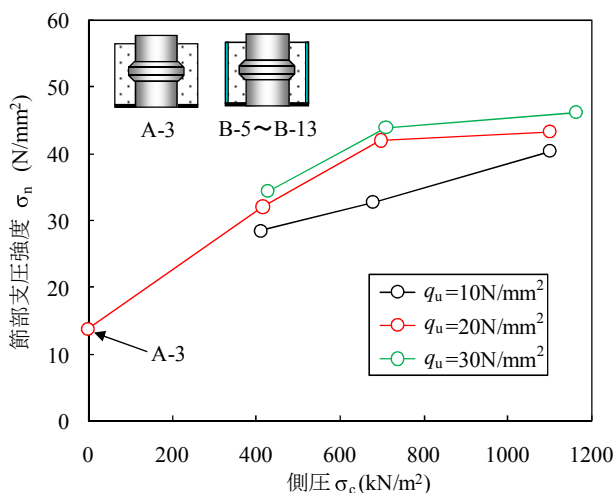


図 4-25 節部支圧強度と側圧の関係

4.3.2.4 根固め部径と付着性能の関係

本試験での側圧は式4-1に示すように拘束管の直径に反比例し、拘束管の板厚に比例する。すなわち同一の拘束管の板厚の場合でも、拘束管の直径が大きくなると側圧は減少し、拘束管の直径が小さくなると側圧は大きくなる。そのために、同一側圧条件で根固め部径の違いによる比較を実施することができないが、本研究では根固め部径と節杭の付着性能には以下に示す関係があった。根固め部径 De の違いによる代表的な荷重変位関係を図4-26に示す。同一の節部高さ、ソイルセメント一軸圧縮強さにおいて、 $De = 300 \sim 400$ mmの範囲では De が大きくなる（B-9>B-4>B-3）につれて、最大荷重 P_{max} が大きくなるが、 $De = 450$ mm（B-14）では最大荷重 P_{max} が小さくなる。 P_{max} では、B-3に対してB-4は1.23倍に、B-9は1.34倍に、B-14は1.12倍となる。表4-17、図4-27に示すように根固め部径 De の違いによる P_{max} の増加比率は $De = 300 \sim 400$ mmの範囲では根固め部径の増加比率との相関性が高い。一方、 $De = 450$ mmでは P_{max} の増加比率が低下したことで、根固め部径の増加比率との相関性が低くなる傾向である。この傾向は側圧の低下の影響か根固め部径による影響かを明確に判断できないため、今後の検討課題となる。節部支圧強度 σ_n を側圧 σ_c で正規化して求めた値と根固め部径 De との関係を図4-28示す。 σ_n/σ_c は De に対して比例して増加するが、450 mmでは σ_n/σ_c の増加が小さく収束する傾向である。

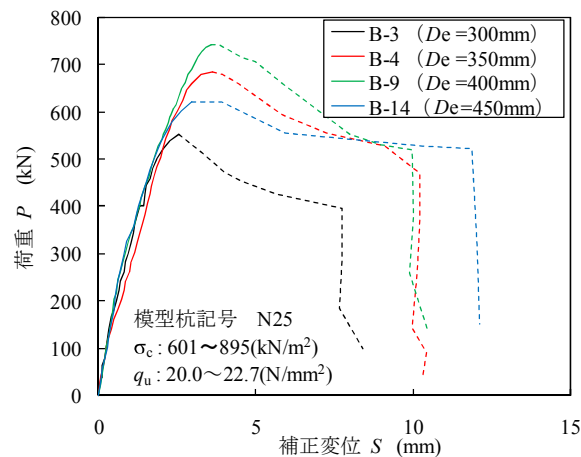


図 4-26 De の違いによる荷重変位関係（B-3, B-4, B-9, B-14）

表 4-16 P_{max} と De の増加比率（最小径の De に対する）

N30		N25		N20	
De 増加比率	P_{max} 増加比率	De 増加比率	P_{max} 増加比率	De 増加比率	P_{max} 増加比率
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.14	1.34	1.16	1.23	1.20	1.44
-	-	1.33	1.34	1.40	1.59
-	-	1.50	1.12	1.60	1.99
-	-	-	-	1.80	1.90

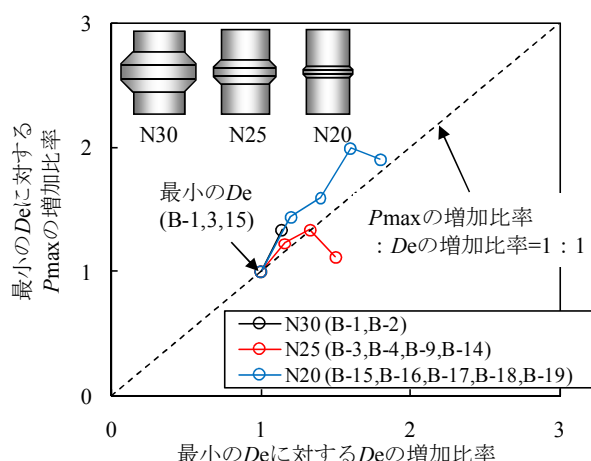


図 4-27 P_{max} と De の増加比率の比較

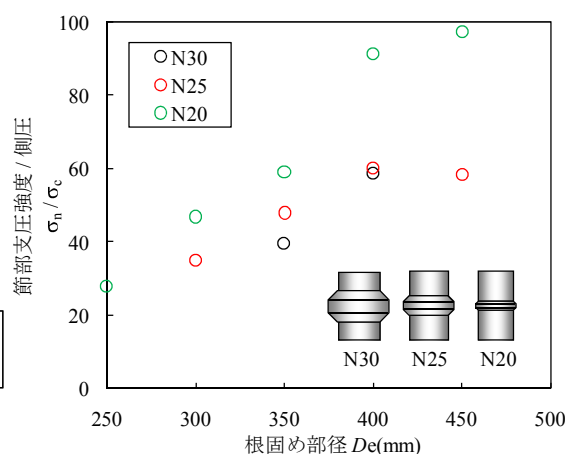


図 4-28 σ_n / σ_c と De の関係

4.4 本押抜き試験結果と既往の試験結果との比較

本押抜き試験は、実地盤における側圧をソイルセメント外周部の拘束管によって気中で再現している。そこで本試験が地盤中での側圧状態を再現できていることを確認するために、既往の模型土槽実験結果¹⁵⁾および実杭での先端載荷試験結果³⁵⁾と比較する。既往の模型土槽実験は、土槽の上部から300 kN/m²の上載圧を負荷した状態で節杭（節部径 D_n : 144.3 mm, 軸部径 D : 114.3 mm）の鉛直載荷試験を実施し、根固め部沈下停止荷重（節杭と根固め部が分離した荷重）を求めている。根固め部沈下停止荷重は本研究での押抜き最大荷重 P_{max} に相当すると考えられる。この模型土槽試験では根固め部内に節部が2節あり、節部支圧強度を求める際に節部投影面積 An を上節と下節の分担を考慮して算出する必要がある。鋼管杭の中詰めコンクリートとずれ止めリングに関する押抜き試験結果⁴⁰⁾では、載荷装置の能力限界で最大荷重は確認していないが、相対変位の急増時の荷重がずれ止めリングを2段設置したものは1段設置したものと比べて1.5～1.6倍の値を示すと報告されている。そこで、根固め部内の2節での分担割合を考慮して1節の節部投影面積 An (6093 mm²) を1.5倍することとし、節部支圧強度を求めた。表4-18に既往の模型土槽試験結果を示す。実杭での先端載荷試験では、節杭を用いたプレボーリング杭工法で施工し、根固め部上端に設けたジャッキにて載荷試験を実施した後、杭を掘出し根固め部の調査を実施している。節部が負担する荷重を、実測最大荷重から杭先端の軸部閉塞面積が負担する荷重（杭先端最大抵抗力度 $q_d \times$ 杭先端の軸部閉塞面積 A_p と仮定して計算）を引いて求めると、本研究での押抜き最大荷重 P_{max} に相当すると考えられる。 An （根固め部内に節部が2節あるので、1節の節部投影面積を1.5倍とする）で除して節部支圧強度を求めた。表4-19に実杭の先端載荷試験結果を示す。図4-29に各試験別の節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの関係を示す。押抜き試験として、Bシリーズでの試験（B-1～B-19）結果を全てグラフにプロットしている。それぞれ試験条件が異なる試験結果（押抜き試験、模型土槽試験、実杭先端載荷試験）から求めた節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの比 σ_n / q_u を比較すると、押抜き試験が σ_n / q_u は1.38～2.94（平均1.97）で、模型土槽試験が1.24～4.08（平均2.11）で、実杭先端載荷試験が1.91～2.43（平均2.17）

となり、ほぼ同じ値となった。図4-30に各試験別の節部支圧強度と側圧の関係を示す。模型土槽試験の側圧は、土圧係数を静止土圧係数 ($K_0 = 0.5$) として 150 kN/m^2 と仮定し、実杭先端載荷試験の側圧は、土圧係数を静止土圧係数 ($K_0 = 0.5$) とし、杭長 13 m 、土の湿潤単位重量 20 kN/m^3 で 130 kN/m^2 と仮定した。本押抜き試験では側圧を変化させた試験 (B-5～13) は De/Dn が 1.6 のみである。よって模型土槽試験は根固め部径と節部径の比 De/Dn が $1.52 \sim 1.61$ の試験データ (既往模型試験No.3～8) をグラフにプロットし、実杭先端載荷試験は De/Dn が $1.38 \sim 1.40$ であるが、同グラフにプロットしている。押抜き試験の節部支圧強度と側圧の比例関係を補間するように、模型土槽試験および実杭先端載荷試験の値がプロットされた。よって、本押抜き試験は地盤中での側圧状態を再現した押抜き試験結果として評価できるものであることを確認した。

表 4-17 既往の模型土槽試験結果

既往模型 試験 No.	根固め部径/ 節部径 De/Dn	根固め部 沈下停止荷重 (kN)	ソイルセメント 一軸圧縮強さ q_u (N/mm ²)	節部支圧 強度 σ_n (N/mm ²)	σ_n/q_u
1	1.25	240	17.0	26.2	1.54
2	1.32	270	11.8	29.5	2.50
3	1.52	210	17.6	22.9	1.31
4	1.52	210	18.5	22.9	1.24
5	1.52	270	18.2	29.5	1.62
6	1.52	270	20.8	29.5	1.42
7	1.61	300	11.8	32.8	2.78
8	1.61	360	22.5	39.3	1.75
9	2.01	360	13.9	39.3	2.83
10	2.01	440	11.8	48.1	4.08

表 4-18 実杭の先端載荷試験結果

既往 実杭 試験 No.	節部径 Dn (mm)	軸部径 D (mm)	実測最大 荷重 (kN)	ソイルセメン ト一軸圧縮強 さ q_u (N/mm ²)	節部支圧強度 σ_n (N/mm ²)	σ_n/q_u
1	500	400	5210	13.2	32.1	2.43
2	440	300	3290	11.2	21.5	1.91

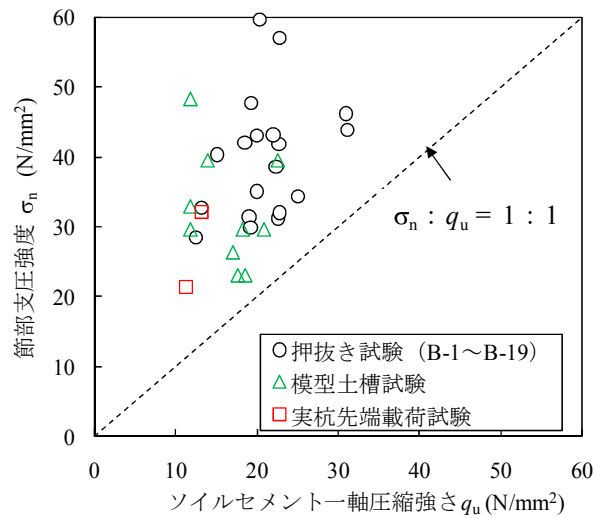


図 4-29 各試験の節部支圧強度とソイルセメント軸圧縮強さ関係

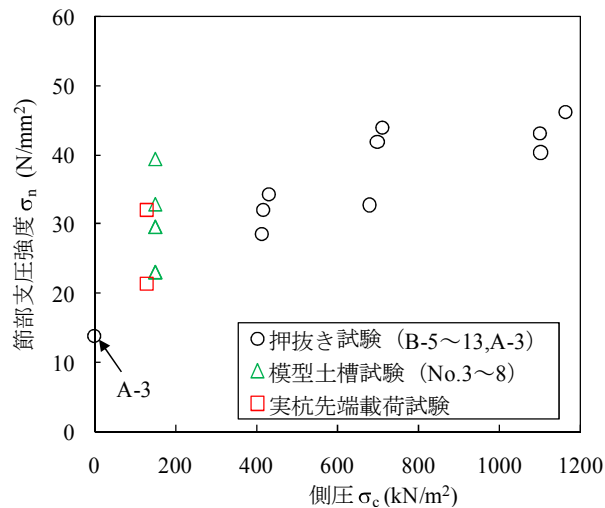


図 4-30 各試験別の節部支圧強度と側圧の関係

4.5 まとめ

本研究では、節杭を用いたプレボーリング杭工法の根固め部に着目し、節杭とソイルセメントの押抜き試験を行った。節部がソイルセメントとの付着に与える効果を確認し、各種条件（節部高さ、ソイルセメント軸圧縮強さ、根固め部径、側圧）での節杭とソイルセメントの付着性能の把握を行った。

以下に、本研究により得られた知見をまとめる。

- ① 節杭は側圧が作用する条件では側圧が作用しないストレート杭に比べて押抜き最大荷重が4倍程度大きくなる。これは、節部支圧（節部が受けるソイルセメントの支圧抵抗）による効果と側圧による影響であることを確認した。また、側圧がある場合の節杭は側圧がない場合の節杭と比較して押抜き最大荷重が2倍程度、節部支圧区間の初期剛性が10倍程度大きくな

る.

- ② 押抜き最大荷重の増加比率と節部高さや節部投影面積の増加比率は相関性が高い.
- ③ 同一の節部高さ、根固め部径においては、節部支圧強度（押抜き最大荷重を節部投影面積で割った値）とソイルセメント一軸圧縮強さとの相関性が高く、節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの比は2倍程度である.
- ④ 同一の節部高さ、根固め部径においては、節部支圧強度は側圧に対して比例して増加するが、ソイルセメント一軸圧縮強さが 20 N/mm^2 および 30 N/mm^2 の場合では側圧が 700 kN/m^2 以上では節部支圧強度はその増加が小さく収束する傾向である.
- ⑤ 本試験が地盤中での側圧状態を再現できていることを確認するために、既往の試験（模型土槽試験、実杭先端載荷試験）と比較した. 本試験は、地盤中での側圧状態を再現した押抜き試験結果として評価できるものであることを確認した.

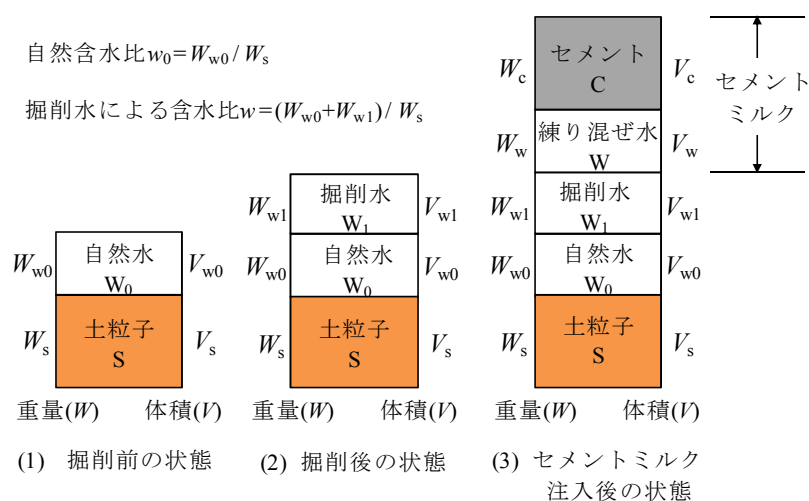
第5章 ソイルセメントの強度特性について

5.1 概説

本章では、プレボーリング杭の施工方法を考慮した高強度のソイルセメントの室内配合試験を実施し、支持層を構成する土質に対しソイルセメントの強度特性を調べる。また、これらの影響を考慮した必要なセメントミルクの配合や注入量の選定方法を検討する。以下、5.2節では試験概要について述べる。さらに5.3節では試験結果と考察について述べる。施工条件（セメントの添加量、セメントミルクの注入量、掘削水の使用に伴うセメントミルクの注入前の土の湿潤密度の影響）や地盤条件（細粒分含有率、礫分混入率、粒径）に着目して考察する。つぎに5.4節では、原位置で採取した現地土と人工土による室内配合試験結果の比較をする。

5.2 試験概要

図2-3に示すように本杭の標準的なソイルセメント造成手順としては、適宜掘削液（水またはベントナイト溶液）を送りながら所定の深度まで掘削した後に、杭周充填液（貧配合のセメントミルク）を用いて杭周部を築造し、続いて根固め液（富配合のセメントミルク）を吐出しながら根固め部の範囲を上下反復し、現地土と混合攪拌して根固め部のソイルセメントの築造を行う。このためソイルセメント造成時の現地土の状態は初期状態とは異なる。そこで、本研究では供試体作製時に所定深度までの掘削による影響で初期状態から土の含水量、すなわち湿潤密度が変化することを加味した。図5-1に根固め部築造工程における土粒子、水分の概念図を示す。根固め部築造工程で、掘削前と掘削後さらにセメントミルク注入後で土粒子および水分の構成が変化する。試験項目としては、一軸圧縮強度試験、ブリーディング試験、供試体の含水比、密度の測定を行った。



※ 掘削によって土粒子Sが変化しないものと仮定

図 5-1 根固め部築造工程における土粒子、水分の概念図

5.2.1 使用材料

使用したセメントは普通ポルトランドセメント（JIS R 5210, 比重 3.15）及び高炉セメント B 種（JIS R 5211, 比重 3.05）である。使用した水は水道水である。試験に用いた土は、砂質土としては珪砂 6 号および豊浦砂である。細粒土としては藤森粘土及び笠岡粘土である。使用した砂質土および細粒土の物理的性質を表 5-1 に、粒径加積曲線を図 5-2 に示す。砂質土に含まれる細粒分及び細粒土に含まれる砂分は供試体作製時にふるい分けを行い除去した。礫質土として使用した礫は、3 つの異なる現場から採取した礫を、土の粒度試験方法（JIS A 1204）に準じて粒径が 4.75～9.5 mm（土粒子密度 G_s : 2.63 g/cm³, 以後 10 mm と呼ぶ）、19～26.5 mm (G_s : 2.81 g/cm³, 以後 25 mm と呼ぶ）、53～75 mm (G_s : 2.75 g/cm³, 以後 75 mm と呼ぶ) の範囲になるように調整した。このために粒径により密度などの物性は異なっている。写真 5-1 に礫の写真を示す。また、ソイルセメント中の材料分離やブリーディングを防止する目的の試験ケースでは供試体にベントナイト（密度: 2.60 g/cm³）を添加した。

表 5-1 砂質土及び細粒土の物理的性質

		珪砂 6 号	豊浦砂	藤森粘土	笠岡粘土
土粒子密度(g/cm ³)		2.62	2.65	2.67	2.65
粒 度	礫分(%)	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂分 (%)	98.8	99.8	5.4	1.5
	細粒分 (%)	1.2	0.2	94.7	98.5
塑性指数 I_p (%)		—	—	20.5	73.2

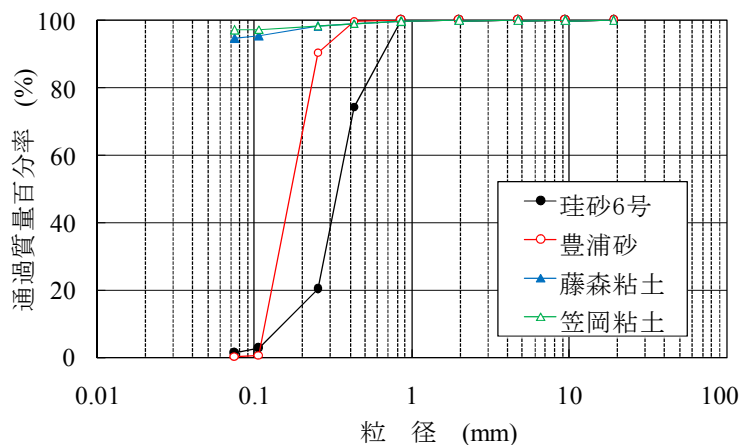


図 5-2 砂質土及び細粒土の粒径加積曲線



(1) 4.75～9.5 mm の礫



(2) 19～26.5 mm の礫



(3) 53～75 mm の礫

写真 5-1 礫の写真

5.2.2 供試体作製方法

ソイルセメントの作製方法は、安定処理土の締固めをしない供試体作製方法（地盤工学会基準 JGS 0821-2000）³⁷⁾に準じて行った。図 5-3 に供試体作製手順を示す。電動ミキサーを用いて、まず所定の湿潤密度になるように乾燥した土（ベントナイトを用いる場合は乾燥した土にベントナイトを添加）と水を十分練り混ぜて人工的に加水した土を作製する。所定の配合になるようにセメントと水を練り混ぜて作製したセメントミルクを加水した土に投入し 10 分程度攪拌した。練り混ぜ完了後にブリーディング袋（直径 50 mm）にて 3 本採取した供試体を 20℃で恒温養生を行った。

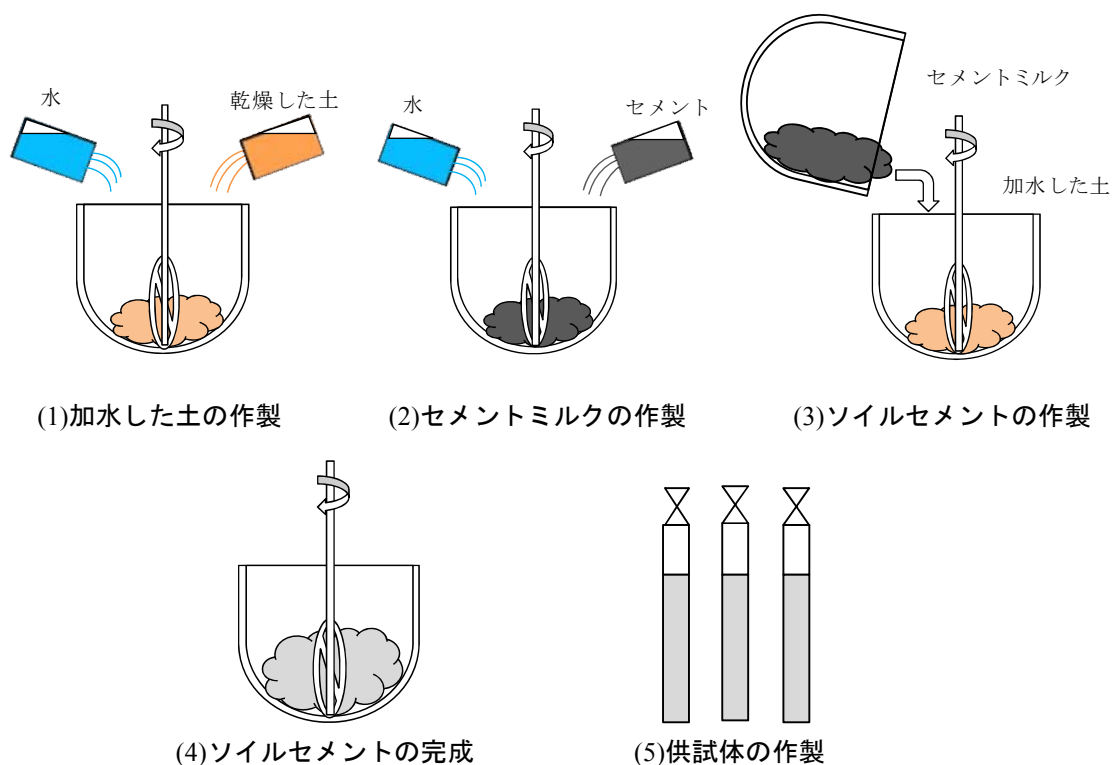


図 5-3 供試体作製手順

礫質土を使用する供試体では、図 5-3 のように電動ミキサーにて礫質土を同時に練り混ぜることができないために、礫質土を含まないソイルセメント（礫の材料分離防止のためにベントナイト添加）を先行で作製し、モールド管（直径は用いる最大粒径の 4～5 倍程度）に投入した直後にその上部から所定の量の礫質土を投入する。その後モールド管内で鉄筋棒を用いて均一になるように攪拌する方法とした。供試体内の礫質土が均一に分布するかを確認する目的で、写真 5-2 に示すように固化後の供試体を軸方向に半割に切断して礫の分布状況を確認した。礫径が 26.5 mm までの礫質土では、礫分が局所的に集中することや下部に大量に沈降することはなく、均等に分布していた。ソイルセメントのブリーディング率の測定を JSCE-F 522-1999⁴¹⁾に準じて実施した。また材齢 28 日で JIS A 1216 および JIS A 1108 に準じて一軸圧縮試験を実施した。試験終了後に供試体の含水比を JIS A 1203 に準じて求めた。

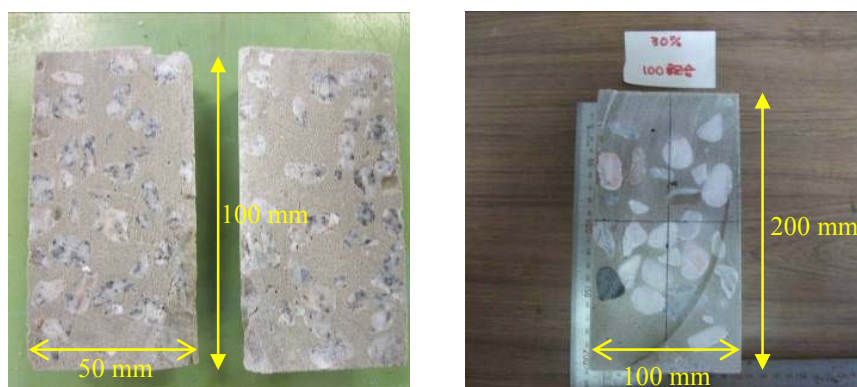


写真 5-2 供試体内の礫質土の分布状況

5.2.3 試験ケースと配合

本試験は目的別に A, B シリーズに分けて行った。A シリーズでは施工条件（セメントの添加量，セメントミルクの注入量，掘削水の使用に伴う土の湿潤密度の影響）をパラメータとしたソイルセメントの特性を把握する試験を行った。B シリーズでは地盤条件（土の湿潤密度，細粒分含有率，礫分混入率：ソイルセメント 1 m³ に対する礫分の混入体積）をパラメータとしたソイルセメントの特性を把握する試験を行った。

表 5-2 に各シリーズでの対象土 1 m³ あたりのセメントミルクの実験配合を示す。セメントミルクの水セメント比 W/C は，根固め部を築造するプレボーリング杭工法では 60～70 % とする例⁴²⁾が多いことから，本試験では 65 % と設定した。

A シリーズでは，対象土としては砂質土のみ（珪砂 6 号）とし，施工条件としてセメント添加量とセメントミルクの注入量および掘削水の使用に伴う土の湿潤密度の影響を比較する。ただし，本試験ではセメントミルクの W/C が一定なので，セメントの添加量とセメントミルクの注入量は同じ比率で変化する。このため実験データはセメントの添加量にて整理する。表 5-3 に A シリーズでのセメントミルク注入時の土の状態（セメントミルク注入前の加水した土の状態）を示す。プレボーリング杭工法では支持層を掘削する際に掘削水を用いることによって，湿潤密度 γ_t は掘削前の初期状態から変化する。しかし，掘削水量は現場毎に異なることなどから，その変化後の値を明確に把握できていない。このためセメントミルク注入時の γ_t を 1.0～2.2 t/m³ の範囲で幅広く変化させることとした。 $\gamma_t = 1.4 \sim 1.8$ t/m³ の値は，支持層を掘削する前の砂質土の湿潤密度を 2.0 t/m³ と仮定する⁴³⁾と，直径 0.6～1.4 m で長さ 2 m の根固め部を 0.2 m³/分の掘削水を吐出しながら 0.5～2.0 m/分の速度で支持層を掘削したときの掘削水量を含んだ土に相当する。また A シリーズでは，材料分離による影響を抑える目的で，すべての供試体にセメント重量の 5 % のベントナイトを土に添加することとした。

表 5-2 対象土 1 m³ あたりのセメントミルクの実験配合

配合番号	セメント 種類	W/C (%)	セメント C (kg/m³)	練り水 W(kg/m³)	注入率 Q(m³/m³)
1	高炉セメ ント B 種	65	511	332	0.5
2			1023	665	1.0
3			1534	997	1.5
4			2045	1329	2.0
5	普通ポル トランド		1034	672	1.0
6			1550	1008	1.5
7			2067	1344	2.0

表 5-3 A シリーズでのセメントミルク注入直前の土の状態

配合番号	対象土 種類	湿潤密度 $\gamma_t(t/m^3)$	乾燥土 S (kg/m ³)	自然水 + 掘削水 W_0+W_1 (kg/m ³)	含水比 w (%)
Aa	珪砂 6 号	1.2	323	877	271.5
Ab		1.4	647	753	116.4
Ac		1.6	970	630	64.9
Ad		1.8	1294	506	39.1
Ae		2.0	1617	383	23.7
Af		2.2	1941	259	13.3

B シリーズでは、対象土は砂質土に細粒土または礫を混合した土とし、地盤条件として、細粒土の混合量（細粒分含有率）および礫径と礫分混入率の影響を比較する。表 5-4 に B シリーズでの比較項目の一覧を示す。地盤条件として、細粒土の混合量に着目した B1 シリーズでは、2 種類の砂質土と 2 種類の粘土を用い、細粒分含有率 F_c （細粒土の重量／全土重量）が 0～100 % の範囲の数点の F_c となるように土量を調整して初期状態（掘削前）の土とした。なお、本 B1 シリーズでは実杭の施工時に材料分離防止する目的で使用されることがあるベントナイト使用の有無の影響も検討した。礫径および礫混入量に着目した B2 シリーズでは、礫分混入率（礫分の体積／ソイルセメントの体積）を 0～50 % および礫の粒径を 3 種類（10, 25, 75 mm）変化させて、その影響を比較する。礫の粒径の影響を検討する上で、供試体の大きさという要因は考慮しなければならない。本試験では、文献 37) を参考に供試体の径と礫の粒径の比を 4～5 程度に設定し、長さは供試体の径の 2 倍とした（粒径 10 mm で供試体径 50 mm×長さ 100 mm，粒径 25 mm で供試体径 100 mm×長さ 200 mm）。また、実用的な見地から本杭を実現場にて施工することが可能な最大礫径は 100 mm 程度である⁴⁴⁾。本試験では 75 mm の粒径の礫を用い、直径 300 mm×長

さ 600 mm の供試体を 2 体（礫分混入率 0, 30 %）作製することとした。

表 5-5 に B シリーズでのセメントミルク注入時の土の状態を示す。A シリーズと同様に、本杭施工時の掘削水の影響を考慮して、初期状態の土に湿潤密度が $1.4 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$ となるように加水して、セメントミルク注入時の土の状態を再現した。なお、珪砂 6 号と藤森粘土の土粒子密度が若干異なるために、配合番号 Ba~Bc では粘土の混合量の違いによる乾燥土量や水量の変化を考慮した。

表 5-4 B シリーズでの比較項目一覧

対象土	配合番号	比較項目			
		B1 シリーズ		B2 シリーズ	
		細粒分含有率	ベントナイト使用	礫分混入率	礫の粒径
砂質土	Ba, Bb, Bc	○	○	—	—
	Bd, Be	○	—	—	—
礫質土	Bf	—	—	○	○
備考		0~100 %	—	0~50 %	10, 25, 75 mm

※ベントナイト使用の場合はセメント重量の 5 % を土に添加

表 5-5 B シリーズでの比較項目一覧

シリーズ	配合番号	対象土 種類	湿潤密度 $\gamma_t(\text{t/m}^3)$	乾燥土 $S(\text{kg/m}^3)$	自然水 + 掘削水 $W_0 + W_1$ (kg/m^3)	含水比 $w(\%)$
B1	Ba	珪砂 6 号 + 藤森粘土	1.4	647 [※]	753	116.4
	Bb		1.6	970 [※]	630	64.9
	Bc		1.8	1294 [※]	506	39.1
	Bd	豊浦砂 +	1.6	964	636	66.0
	Be	笠岡粘土	1.8	1285	515	40.1
B2	Bf	珪砂 6 号 + 礫質土	1.6	970	630	64.9

※ $F_c = 0 \%$ 時の数値を記載

5.3 試験結果と考察

本試験結果において、一つの試験水準に対して 3 本の供試体を作製しており、各測定項目（一軸圧縮強さ、ブリーディング率、供試体の密度および含水比）は 3 本の供試体の平均値を示すこととする。

5.3.1 施工条件での比較 (A シリーズ)

A シリーズとして、施工条件（セメントの添加量、セメントミルクの注入量、掘削水の使用に伴うセメントミルクの注入前の土の湿潤密度の影響）をパラメータとして比較する。セメントの添加量と一軸圧縮強さの関係を図 5-4 に示す。セメントミルクの注入前の土の湿潤密度をパラメータとすると、セメント添加量（セメントミルクの注入量）に比例して一軸圧縮強さは増加する。

表 5-6 にセメントの添加量と一軸圧縮強さの増加比率を示す。セメントの添加量の増加比率と一軸圧縮強さの増加比率はほぼ同等の数値で増加し、一軸圧縮強さの増加比率はセメントの添加量（セメントミルクの注入量）の増加比率との相関性が高いことがわかった。

セメントミルク注入前の土の湿潤密度と一軸圧縮強さの関係を図 5-5 に示す。セメントの添加量（セメントミルクの注入量）が同一の場合、セメントミルク注入前の土の湿潤密度に比例して、一軸圧縮強さは増加する。セメントの添加量だけではなく、セメントミルク注入前の土の湿潤密度が大きいくほど、一軸圧縮強さが大きくなる傾向を示す。これは同一の土では湿潤密度が小さいほど土に含まれる水分量が大きくなるために、出来上がりのソイルセメントの W/C を増加させていることが原因であると考えられる。

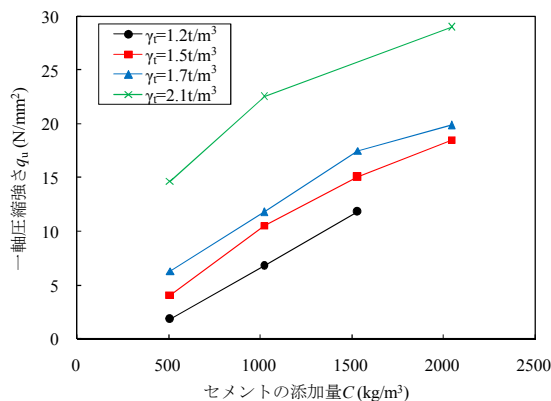


図 5-4 セメント添加量と一軸圧縮強さの関係

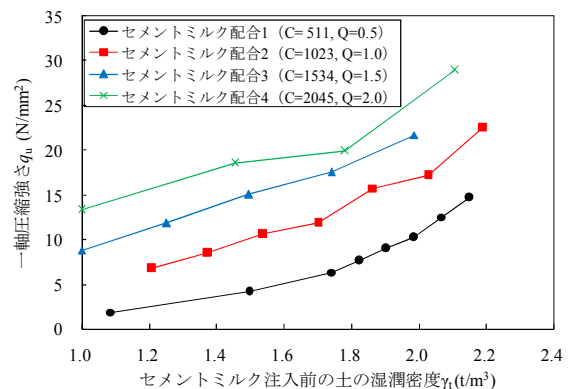


図 5-5 土の湿潤密度と一軸圧縮強さの関係

表 5-6 セメント添加量と一軸圧縮強さの増加比率 ($C=511$ に対する)

湿潤密度 $\gamma_t(t/m^3)$	セメント $C(kg/m^3)$	セメント 添加量比率	一軸圧縮強さ $q_u(N/mm^2)$	q_u 増加比率
1.5	511	1.00	4.1	1.00
	1023	2.00	10.6	2.59
	1534	3.00	15.1	3.68
	2045	4.00	18.5	4.51
1.7	511	1.00	6.3	1.00
	1023	2.00	11.8	1.87
	1534	3.00	17.5	2.78
	2045	4.00	19.9	3.16

供試体の密度と一軸圧縮強さの関係を図 5-6 に示す. 同一のセメントの添加量 (セメントミルクの注入量) で比較すると, 供試体の密度に比例して, 一軸圧縮強さは増加する. 図 5-7 にセメントミルク注入前の土の湿潤密度と供試体の密度の関係を示す. セメントミルク ($W/C=65\%$) の密度 1.69 g/cm^3 よりも供試体の密度が大きくなるということは, 密度の重い土粒子 (珪砂 6 号) が多く含有していることを示しており, 逆にセメントミルクの密度に対して小さくなるということは, 密度の軽い水が多く含有していることになる. このことから, 供試体の密度はセメントの添加量だけでなく, 土粒子や水の含有量によって変動することになる. 図 5-8 にセメントミルク注入前の土の湿潤密度ごとに比較した供試体の密度と一軸圧縮強さの関係を示す. セメントミルクの密度 (1.69 g/cm^3) よりもセメントミルク注入前の土の湿潤密度が小さい場合 (1.2 t/m^3) は, セメント添加量が増加することにより, 一軸圧縮強さと供試体の密度はともに増加する. 一方, セメントミルクの密度 (1.69 g/cm^3) よりもセメントミルク注入前の土の湿潤密度が大きい場合 (2.1 t/m^3) は, セメント添加量が増加することによって, 一軸圧縮強さは増加するが, 供試体の密度は減少する. セメントミルクの密度 (1.69 g/cm^3) に近いセメントミルク注入前の土の湿潤密度 ($1.5, 1.7\text{ t/m}^3$) の場合はセメント添加量が増加することにより, 一軸圧縮強さは増加するが供試体の密度に大きな変化が見られない. よって, セメントミルク注入前の土の湿潤密度がセメントミルクの密度の値よりも大きい場合には, 供試体の密度が大きいからといって一軸圧縮強さが必ずしも大きくならないことになる.

図 5-9 に C/W_t と一軸圧縮強さの関係を示す. W_t は供試体内部の全有効水量であり, 式 5-1 に示すように全有効水量は自然水量 W_0 と掘削水量 W_l とセメントミルクの練り混ぜ水 W を足して, 硬化時に発生するブリーディング水量 W_b を引いた値とする. セメントの添加量を全有効水量にて除して求めた値 C/W_t を有効セメント水比と呼ぶこととする. C/W_t と一軸圧縮強さの間には良好な相関関係がみられ, 一軸圧縮強さはセメントの添加量と供試体内部の全有効水量の比によって推定できることが分かった. 深層混合処理工法やセメントを用いた安定処理土においても同様に有効セメント水比と一軸圧縮強さの間には良好な相関関係が示されている^{26),45)~47)}.

$$W_t = W_0 + W_l + W - W_b \quad (5-1)$$

ここで,

W_t : 供試体内部の全有効水量

W_0 : 自然水量

W_l : 掘削水量

W : セメントミルクの練り混ぜ水量

W_b : 硬化時に発生するブリーディング水量

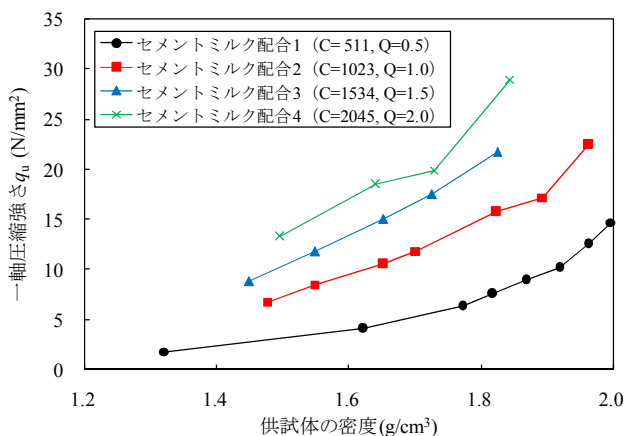


図 5-6 供試体の密度と一軸圧縮強さの関係

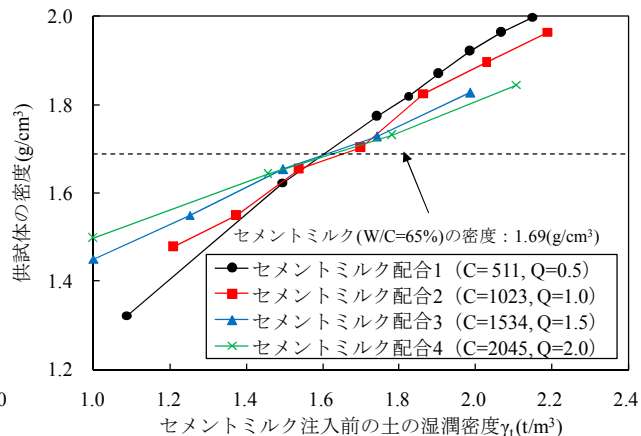


図 5-7 土の湿潤密度と供試体の密度の関係

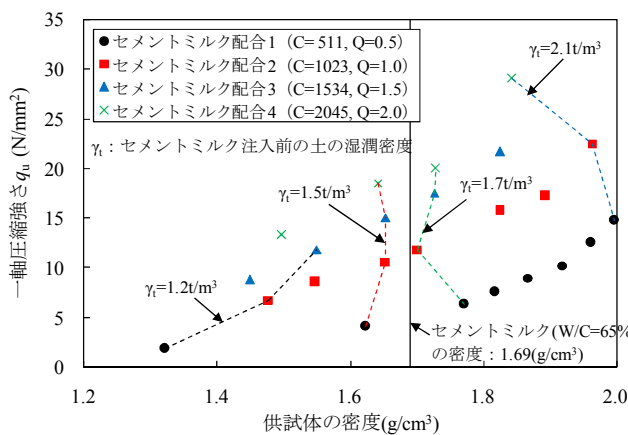


図 5-8 土の湿潤密度による供試体の密度と一軸圧縮強さの関係

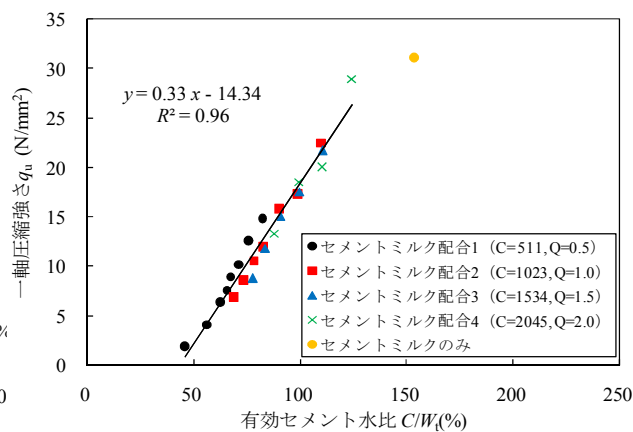


図 5-9 有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さの関係

5.3.2 地盤条件での比較 (B シリーズ)

本杭は支持層に根固め部を築造するために、支持層として適用することが多い地盤である砂質土および礫質土について検討した。砂質土や礫質土においては、粒径により名称（中砂、粗礫など）が区分され、さらに細粒分含有率や礫分含有率により土質表記（細粒分まじり砂、細粒分質礫など）が細かく分類される⁴⁸⁾。B シリーズとして、地盤条件（細粒分含有率、礫分混入率、粒径）をパラメータとして比較する。また、ベントナイト添加有無の影響についても比較する。

5.3.2.1 砂質土での比較 (B1 シリーズ)

図 5-10 に湿潤密度の違いによる細粒分含有率と一軸圧縮強さの関係を示す。本供試体（配合番号 Bd, Be）はベントナイトを添加しないでソイルセメントを作製した。一軸圧縮強さが細粒分含有率の影響を大きく受けている範囲 ($F_c = 0 \sim 20\%$) と比較的小さく受けている範囲 ($F_c = 20 \sim 100\%$) がある。細粒分含有率が 20% 付近から 100% までの一軸圧縮強さは、ほぼ低位にて一定の値となる傾向である。ベントナイトの添加有無による細粒分含有率と一軸圧縮強さの関係を

図 5-11 に示す．ベントナイトを添加していない場合は細粒分含有率の増加に伴い，一軸圧縮強さは次第に減少していく．一方，ベントナイトを添加した場合は，細粒分含有率の増加による影響は現れず，低位にてほぼ一定の一軸圧縮強さになる傾向であった．その値はベントナイトを添加していない場合の細粒分含有率 100 %の供試体の一軸圧縮強さとほぼ同等の数値（供試体 No.Bb-2-無：8.8 N/mm²，Bb-3-無：11.6 N/mm²，Bb-4-無：13.6 N/mm²）である．ベントナイトの添加有無に関わらずに，一軸圧縮強さはセメントの添加量に比例して増加しており，前節に示した同様の傾向となった．

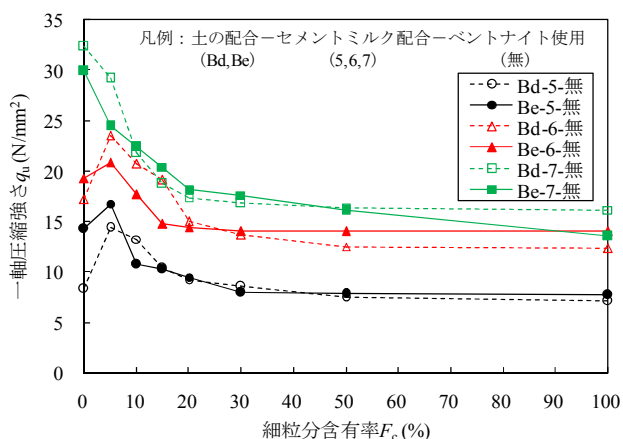


図 5-10 細粒分含有率と一軸圧縮強さの関係
(湿潤密度による影響)

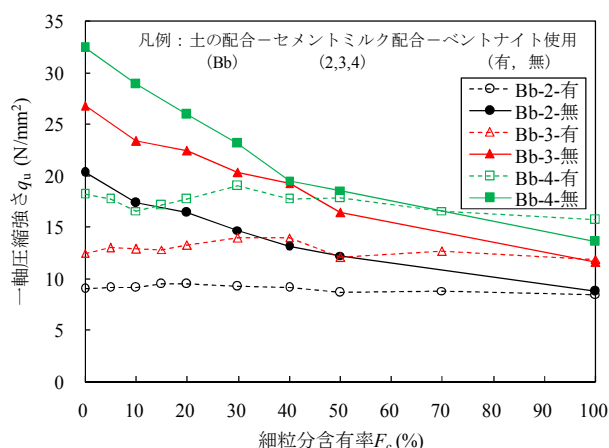


図 5-11 細粒分含有率と一軸圧縮強さの関係
(ベントナイトの添加有無による影響)

図 5-12, 5-13 に細粒分含有率とブリーディング率の関係を示す．ベントナイトを添加したことで Bb-2-有，Bb-3-有，Bb-4-有の供試体はブリーディングが発生しなかった．ベントナイトを添加しない供試体は，細粒分含有率の増加につれて，ブリーディング率が小さくなっていくことがわかる．また，湿潤密度が大きいほどブリーディング率は小さくなっている．図 5-14, 5-15 に細粒分含有率と供試体の含水比の関係を示す．ベントナイトを添加することで Bb-2-有，Bb-3-有，Bb-4-有の供試体の含水比は細粒分含有率の増加による影響を受けずにほぼ一定の値となった．ベントナイトを添加しない供試体は，細粒分含有率の増加につれて，含水比は大きくなっていく．また湿潤密度による影響はブリーディング率が大きくなった細粒分含有率が 0～20 % の範囲においては大きな差異はみられなかった．以上のことから，細粒分含有率が大きくなると，材料分離を防止することと，供試体内の水のブリーディングを防止することになり，ベントナイトの添加と同じ効果がある．すなわち供試体は内部に水を多く含んだままでソイルセメントが硬化することで，有効セメント水比 C/W_l が小さくなり，一軸圧縮強さが小さくなると考えられる．

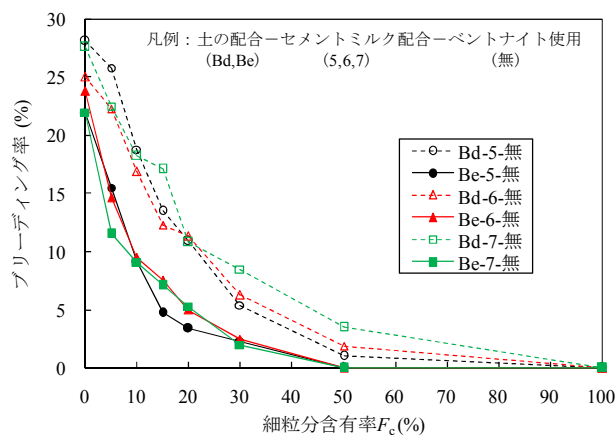


図 5-12 細粒分含有率とブリーディング率の関係
(湿潤密度による影響)

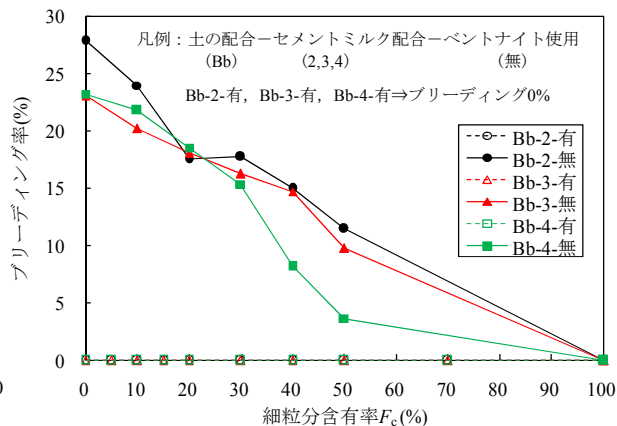


図 5-13 細粒分含有率とブリーディング率の関係
(ベントナイトの添加有無による影響)

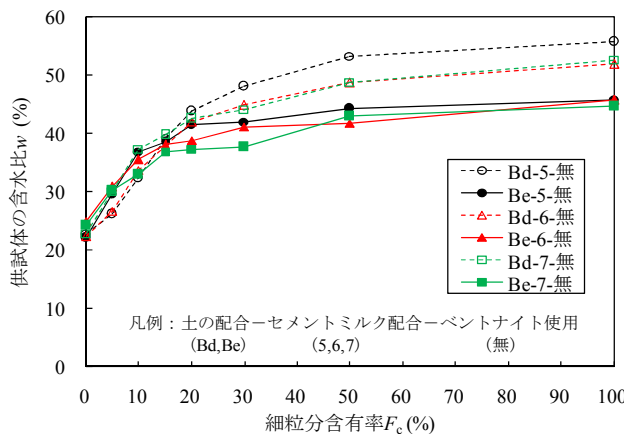


図 5-14 細粒分含有率と供試体の含水比の関係
(湿潤密度による影響)

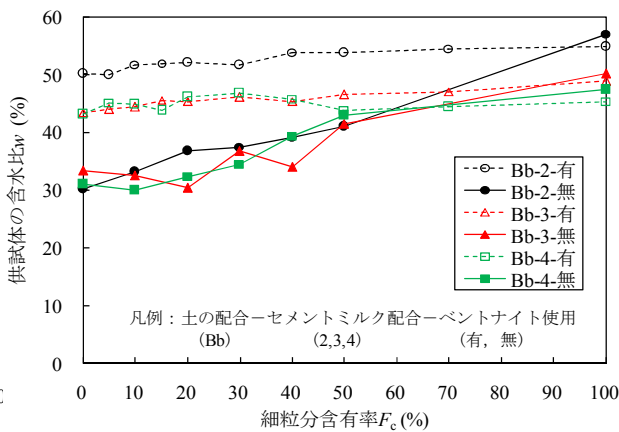


図 5-15 細粒分含有率と供試体の含水比の関係
(ベントナイトの添加有無による影響)

図 5-16 に地盤条件別の C/W_t と一軸圧縮強さの関係を示す。この図は、同一の対象土の 2 種類（珪砂 6 号 + 藤森粘土，豊浦砂 + 笠岡粘土）に対して，セメント種別，セメントミルクの配合，細粒分含有率，湿潤密度，ベントナイトの添加有無を組み合わせで作製した供試体の全データをプロットした。 C/W_t と一軸圧縮強さの間には高い相関関係がみられる。深層混合処理工法やセメントを用いた安定処理土においては，粒度や粒径の違いで C/W_t と一軸圧縮強さの関係が影響を受けることは知られている^{24),25),48)}が，今回の試験に用いた対象土やセメントミルクの配合では砂質土の粒度や粒径による影響は小さいことが分かった。

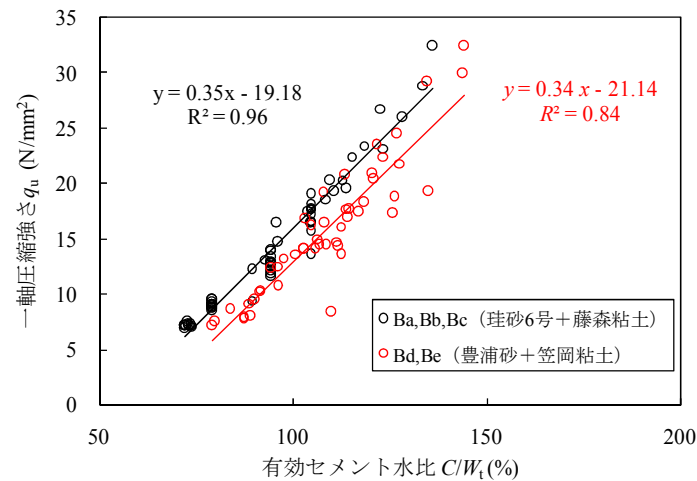


図 5-16 地盤条件別の有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さの関係

5.3.2.2 礫質土での比較 (B2 シリーズ)

図 5-17 に粒径 25 mm の礫分混入率別の応力ひずみ関係を示す。礫分混入率 0～40 % の範囲では、礫分混入率が増加することで、最大応力は小さくなる傾向にあるが、弾性係数 E_{50} については礫分混入率による影響はみられず、1268～1342 N/mm^2 の範囲でほぼ同じ数値となった。また、粒径 10 mm の供試体も同様の傾向がみられており、弾性係数 E_{50} については礫分混入率による影響はみられなかった。

礫分混入率と一軸圧縮強さの関係を図 5-18 に示す。粒径 10 mm と 25 mm で比較すると、一軸圧縮強さの減少傾向は粒径により異なるが、礫分混入率の増加に伴い、一軸圧縮強さは減少していく。これはコンクリートにおいては、粗骨材の粒径や量が圧縮強度に及ぼす影響に関する研究がなされており、同一のモルタル部（細骨材とセメントと水）の配合であれば、粗骨材の粒径が大きくなると圧縮強度は減少し、また粗骨材の量が多いほど圧縮強度は低くなると報告がされている^{50),51)}。このことから、本試験においても、ソイルセメント中の礫分がコンクリートの粗骨材と同様に一軸圧縮強さを低下させる要因となったと考えている。

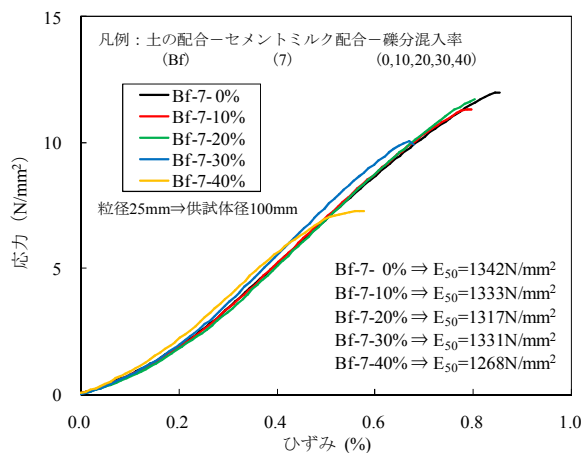


図 5-17 粒径 25 mm での代表的な応力ひずみ関係

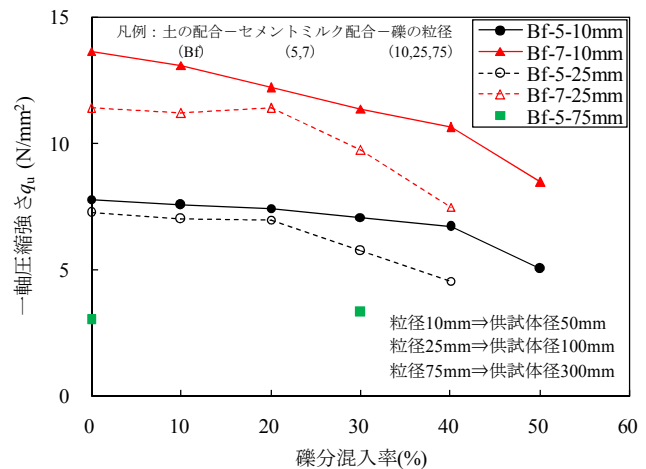
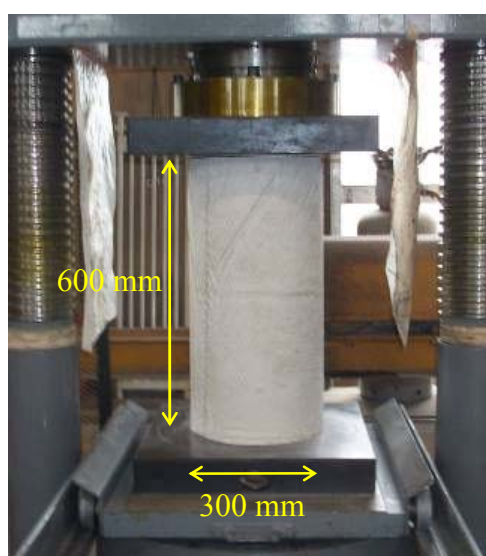


図 5-18 礫分混入率と一軸圧縮強さの関係

一方、写真 5-3 に示す粒径 75 mm の供試体に関しては、礫分混入率が 0 % から 30 % に増加することで一軸圧縮強さは 10 % 程度増加した。この原因は試験後の破壊状況から礫径の 10 mm と 25 mm の供試体が全体にわたって破壊していたのとは異なり、75 mm の供試体は上部に破壊が集中したことによる影響や、供試体の下部に多く礫が沈降したことによる影響など想定されるが、明確に把握できておらず、今後の検討課題である。また、寸法効果による影響⁵²⁾のために、供試体寸法が大きいほど一軸圧縮強さは小さくなった。礫分混入率 0 % での供試体径 50 mm に対する強度低下割合を表 5-7 に示す。300 mm 供試体の一軸圧縮強さは 50 mm 供試体の 38.6 % まで強度が低下した。コンクリートでの寸法効果の影響に関する実験結果⁵³⁾によると、600 mm 角試験体（無筋、コンクリート強度 20 N/mm²）の最大応力は、194 mm 角試験体（無筋、コンクリート強度 20 N/mm²）の 55 % 程度まで強度が低下するとし、コンクリート強度が低いほど、その影響は大きいとしている。このことから、ソイルセメントにおいてもコンクリートと同様に寸法効果による影響がみられることがわかった。

図 5-19 に粒径ごとの礫分混入率と礫分混入率 0 % に対する一軸圧縮強さ比率を示す。粒径 25 mm では礫分混入率 0 ~ 20 % までの範囲では、ほとんど一軸圧縮強さ比率は変わらず、強度低下がみられない。しかし礫分混入率 20 % 以上で強度低下がみられた。礫分混入率 30 % で 15 ~ 21 % の強度低下に、礫分混入率 40 % で 35 ~ 38 % の強度低下になった。一方、粒径 10 mm では礫分混入率 40 % まで一軸圧縮強さ比率は漸減していく傾向であり、礫分混入率 40 % 以上で強度低下が急増した。ソイルセメント部分（礫分を含まない砂質土とセメントミルク）の強度の違いによる強度低下に対する影響はなく、同様の傾向となった。このことから、粒径により強度低下の傾向や強度低下が急増を開始する礫分混入率が異なる。また粒径が大きくなることにより、強度低下が急増を開始する礫分混入率が小さくなることがわかった。



(1) 試験状況

(2) 供試体の破壊状況

写真 5-3 粒径 75 mm の供試体

表 5-7 供試体径 50 mm に対する強度低下割合（礫分混入率 0%）

配合番号	供試体径(mm)		
	50	100	300
Bf-5	100	93.1	38.6
Bf-7	100	83.6	-

単位(%)

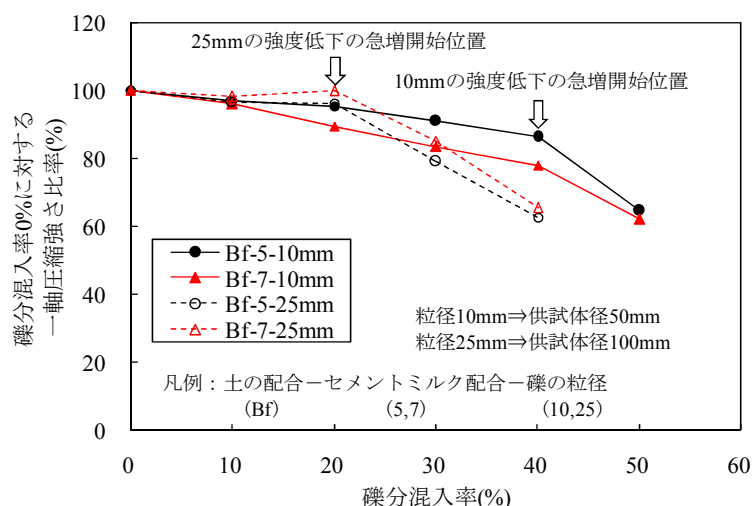


図 5-19 粒径ごとの礫分混入率と一軸圧縮強さ比率の関係

5.4 原位置で採取した現地土と人工土による室内配合試験結果の比較

前章にて人工的に作製した土を用いた室内配合試験で得られた一軸圧縮強さに及ぼす様々な影響の一般性を検討するために、原位置で現地土を採取して、人工土を用いた場合と同様の手順で室内配合試験を行った。採取した土は、サンプリング時に自由水は排水されるものとして、土の物性値（湿潤密度，含水比，粒度）は土質試験結果から求めたものを用いた。表 5-8 に土質試験結果を示す。なお、採取した土は最大粒径が 9.5 mm 以下になるようにふるい分けをして粒度調整を行った。試験では、普通ポルトランドセメントを用いて、セメントミルクの水セメント比 W/C は 60 % とした。試験ケースを表 5-9 に示す。

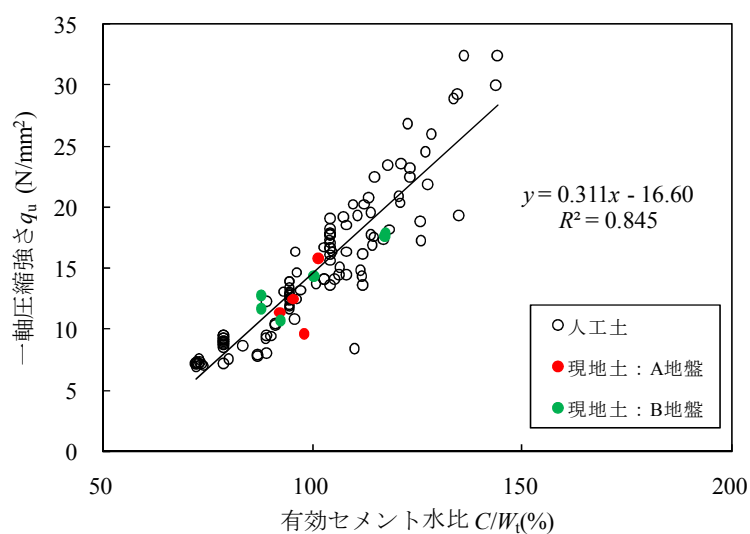
対象土 1 m³あたりのセメントの添加量（セメントミルクの注入量）と土の湿潤密度を加水により調整して供試体を作製した。試験項目としては、一軸圧縮強度試験，ブリーディング試験，密度の測定を行った。図 5-20 に有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さの関係を示す。図には人工土で求めた C/W_t と一軸圧縮強さの結果も示している。現地土の試験結果は、人工土で得られた結果とほぼ同様の傾向となり、現地土においても C/W_t と一軸圧縮強さの相関性が確認された。また深層混合処理工法やセメントを用いた安定処理土に比べて、現地土の種類によらず高い相関性を示すが、本杭の根固め部築造に用いるセメントの添加量やその一軸圧縮強さが数倍～数十倍と大きいため、土粒子による影響が小さくなり、人工土と現地土の土質による影響が小さくなったものと考えられる。

表 5-8 土質試験結果

試験項目		A 地盤	B 地盤
自然含水比 $w_0(\%)$		29.2	14.4
土の湿潤密度 $\gamma_t(t/m^3)$		1.913	2.190
土の乾燥密度 $\gamma_d(t/m^3)$		1.481	1.914
粒度	礫分(%)	1.6	31.0
	砂分 (%)	72.3	50.6
	細粒分 (%)	26.2	18.3

表 5-9 試験ケース

配合 番号	対象土	湿潤密度 $\gamma_t(t/m^3)$	セメント $C(kg/m^3)$	注入率 $Q(m^3/m^3)$
A-1	A 地盤	1.913	1091	1.0
A-2		1.6	1091	1.0
A-3		1.7	1091	1.0
A-4		1.8	1091	1.0
B-1	B 地盤	2.190	1091	1.0
B-2		1.6	1091	1.0
B-3		1.7	1091	1.0
B-4		1.8	1091	1.0
B-5		1.7	1636	1.5
B-6		1.7	2182	2.0

図 5-20 有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さ比率の関係

人工土や現地土から得た C/W_t と一軸圧縮強さの関係から導いた近似式を適用することにより、根固め部におけるソイルセメントに要求される一軸圧縮強さに対して、本杭の施工におけるセメントミルクの配合、セメントの添加量（セメントミルクの注入量）、支持層掘削時の掘削水量 W_f の目安を事前に選定することができる。さらに施工時に掘削水量が予定よりも過大に使用した場合（支持層が硬いために掘削時間が予定よりもかかった場合）などの対処方法としても、迅速に必要なセメントミルクの注入量を増量するなどの対策も可能になり、ソイルセメントの強度低下に対するリスクを回避できるものと考えている。ただし、この方法を適用するためには、現地土の物性値（自然含水比、湿潤密度、乾燥密度）から自然水量 W_0 やソイルセメントの硬化時に発生するブリーディング水量 W_b を把握する必要がある（原位置においては W_b を 0 とする場合は強度を低く評価するので安全側の対応となる）。また、室内配合試験では土という不確定な要素に対して混合攪拌することで均一なソイルセメントを作製することが可能であるが、実施工においては使用する施工機材や攪拌方法など様々な工夫をしても均一なソイルセメントを造成することは困難であり、室内配合試験結果を実施工に反映する際にはこの点に留意する必要がある。

5.5 まとめ

本研究では、節杭を用いたプレボーリング杭工法の根固め部に着目し、ソイルセメントの室内配合試験を行った。支持層として適用する土質（砂質土、礫質土）に対するソイルセメント強度の特性を調べ、これらの影響を考慮した必要なセメントミルクの配合や注入量の選定方法を検討した。以下に、本研究により得られた知見をまとめる。

- ① 砂質土においては、一軸圧縮強さはセメント添加量（セメントミルクの注入量）に比例して増加する。セメントの添加量（セメントミルクの注入量）の増加比率と一軸圧縮強さの増加比率はほぼ同等に増加し、一軸圧縮強さの増加比率はセメントの添加量（セメントミルクの注入量）の増加比率との相関性が高いことがわかった。
- ② 砂質土においては、有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さの間には良好な相関関係がみられ、この関係より一軸圧縮強さはセメントの添加量と供試体内部の全有効水量の比によって推定できることが分かった。
- ③ 細粒分を多く含む砂質土は、ベントナイトを添加した場合と同様に供試体内の材料分離を防止し、供試体内の水のブリーディングを防止する効果がある。また細粒分含有率の増加によって供試体は内部に水を多く含んだままで硬化することで、有効セメント水比 C/W_t が小さくなり、一軸圧縮強さが小さくなることが分かった。
- ④ 細粒分を多く含む砂質土においても、 C/W_t と一軸圧縮強さの間には高い相関関係がみられる。今回の試験に用いた対象土やセメントミルクの配合では砂質土の粒度や粒径による影響は小さいことが分かった。
- ⑤ 礫分を含む砂質土において、粒径 10 mm と 25 mm で比較すると、礫分混入率の増加に伴い、一軸圧縮強さは減少していく。また、粒径により一軸圧縮強さの低下傾向や一軸圧縮強さの

低下が急増を開始する礫分混入率が異なる。また粒径が大きくなることにより、一軸圧縮強さの低下が急増を開始する礫分混入率が小さくなることがわかった。

- ⑥ 人工土を用いた場合と現地土を用いた場合の室内配合試験結果においても C/W_t と一軸圧縮強さの関係で整理すると、ほぼ同様の傾向となり、その相関性が確認された。

室内配合試験を実施することによって、人工土や現地土から得た有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さの関係から導いた近似式を把握することにより、根固め部のソイルセメントの強度確保が可能になるセメントミルク配合や注入量の目安を事前に把握できるメリットがあり、ソイルセメントの強度低下に対するリスク回避の一案とも言える。

今後は、室内配合試験にて作製したソイルセメントと実現場にて施工したソイルセメントの関連性の把握を進めていき、本杭の支持力性能や支持力品質の向上につなげていきたい。また、様々な地盤でのデータを収集蓄積することにより、室内配合試験結果から本杭における根固め部のセメントミルクの配合や注入量などを容易に選定できるものと考えている。

第6章 節杭を用いたプレボーリング杭工法の杭体構造の決定方法

6.1 概説

本章では、第4章および第5章で得られた知見をもとに、杭体構造の決定方法の提案を行う。以下、6.2節では所定の設計荷重（鉛直支持力）に対して、根固め部の杭体構造として節杭とソイルセメントが一体性を確保する節杭の仕様およびソイルセメントの一軸圧縮強さの決定方法の提案を行う。次に6.3節では本杭の施工におけるソイルセメントの仕様（セメントミルクの配合や注入量など）の決定方法の提案を行う。

6.2 根固め部の杭体構造の決定方法

本杭がこれに加わる荷重によって、構造物に影響を及ぼす沈下を生じないようにするためには、根固め部の地盤から決まる支持力が設計荷重以上で、かつ節杭とソイルセメントとの一体性が確保されていることが必要である。このような要求を満たす杭体および根固め部の仕様とするために、従来は表6-1に示すように根固め部径 D_e 、節部径 D_n 、地盤の先端平均 N 値を設定し、FEM解析結果³³⁾から必要なソイルセメント強度を決定するという単純な手法がとられていた。

節杭の場合、これとソイルセメントとの一体性が確保されていれば、節部に支圧力が作用する⁵⁴⁾。また杭先端部を根固め部底面から上方に離隔させた場合、その離隔長さに応じて根固め部の破壊パターンが異なり^{16),55),56)}、杭先端部の支圧力が増大することが判明している⁵⁷⁾。しかし、従来の手法はこれらの作用力を杭体構造の仕様の決定に何ら加味されていないため、ソイルセメントの強度を過度に大きくするなどの不経済となることがある。

表6-1 FEM解析による根固め部のソイルセメント強度³³⁾

		先端平均 N 値		
		20	40	60
拡大比 ω	1.00	5.0	9.4	16.1
	1.25	6.0	10.4	17.8
	1.50	7.2	11.5	18.6
	2.00	-	-	19.2

(単位：N/mm²)

※拡大比 $\omega = D_e / (D_n + 0.05)$ D_e ：根固め部径 (m) , D_n ：節部径 (m)

第4章では、節杭を用いたプレボーリング杭工法の根固め部に着目し、節杭とソイルセメントの押抜き試験を行い、節部がソイルセメントとの付着に与える効果を確認し、各種条件（節部高さ、ソイルセメント一軸圧縮強さ、根固め部径、側圧）での節杭とソイルセメントの付着性能の把握を行った。同一の節部高さ、根固め部径においては、節部支圧強度（押抜き最大荷重を節部

投影面積で割った値)とソイルセメント一軸圧縮強さとの相関性が高く、節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの比は2倍程度であることを確認した。そこで、今回提案する根固め部の杭体構造の決定方法は上記のような技術的背景に基づいてなされたものであって、節杭とソイルセメントとの一体性が確保されるという条件の下では、節部に有利な支圧力が作用することを考慮し、それによって経済的な根固め部の杭体構造にすることができる。

6.2.1 提案手法の概説

図6-1に本杭の根固め部における地盤から決まる支持力機構を示す。根固め部に形成されたソイルセメントと、この根固め部に挿入された節杭との一体性が確保されていると仮定すると、節杭が荷重 P を支持し鉛直方向に構造物へ影響を及ぼすような変位を生じないためには、根固め部に地盤から作用する支持力が P 以上であることが条件となる。 P に対抗する支持力は、根固め部の底面に作用する先端支持力 R_p と根固め部の周面に作用する摩擦力 R_f の和であり、支持条件は式6-1で示される。

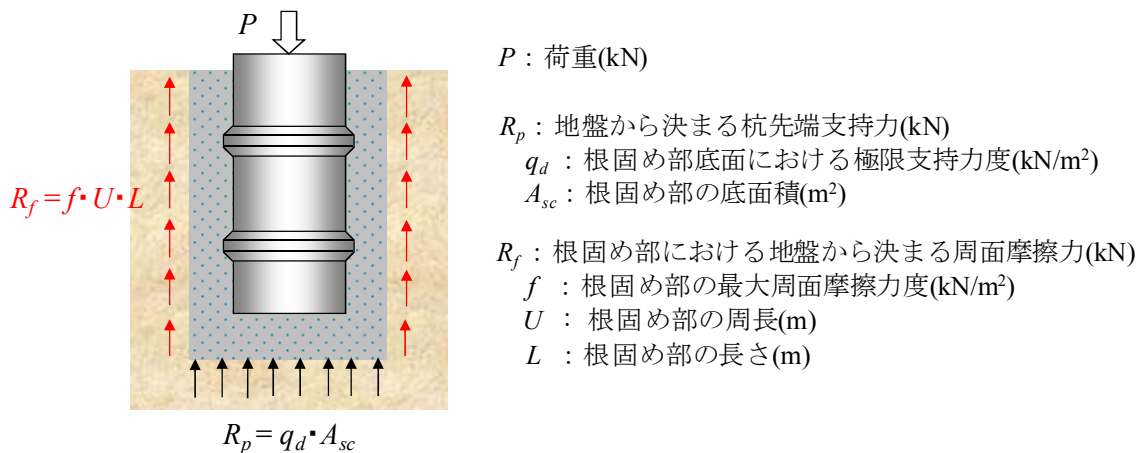


図6-1 本杭の根固め部における地盤から決まる支持力機構

$$P \leq R_p + R_f \quad (6-1)$$

図6-2に示すように、節杭に着目すると、節杭は荷重 P を受けることによって、これに対抗する力として節部と杭先端に支圧力が作用する。したがって、節杭とソイルセメントとの一体性が確保されるという上記仮定を満足して、節杭が鉛直方向に変位を生じないためには、これら支圧力の和が荷重 P 以上であることが条件となる。その条件は個々の節部に作用する支圧力を R_1 、節部の数を n 、杭先端支圧力を R_2 とすると、式6-2で示される。節部支圧力 R_1 を決定するパラメータは、節部径、軸部径、根固め部のソイルセメント強度などであり、節部全体での支圧力を決定するパラメータは節部の数 n である。また、杭先端支圧力 R_2 を決定するパラメータは、軸部径、根固め部の底面からの杭先端の離隔高さなどである。したがって、式6-1、6-2を満足するという条

件の下，上記各パラメータを変化させることによって，最適な杭体および根固め部の構造仕様を選択することが可能となる．

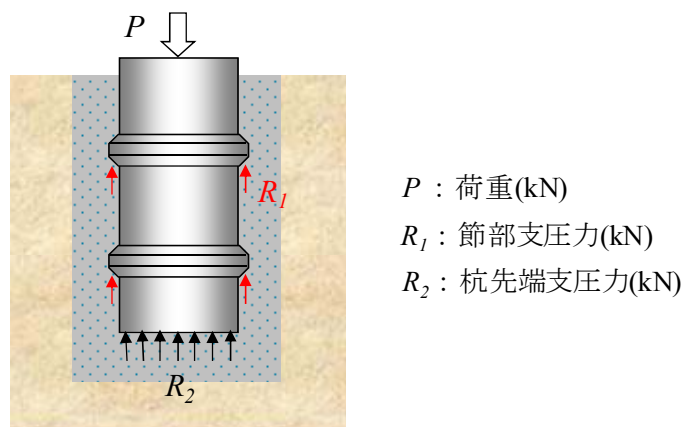


図6-2 本杭の節杭と根固め部の一体性機構

$$P \leq n \cdot R_1 + R_2 \quad (6-2)$$

この提案手法は，節杭とソイルセメントとの一体性が確保されているという条件の下では，節杭に有利な支圧力が作用していることを考慮して，杭体構造および根固め部構造を決定するので，根固め部強度などを，荷重を支持するのに過不足ないものとすることができ，経済的な設計をすることができる．また，式6-2を満足するように，より具体的に杭体の根固め部底面からの離隔高さ，突起部径および杭軸部径，突起部の数およびソイルセメントの強度を設定することを特徴としている．

今回の提案手法に基づき決定する杭体および根固め部の諸元を図6-3に示す． De は根固め部径， H は根固め部高さ， H_l は根固め部底面からの杭先端離隔高さ， Dn は節部径， Dp は軸部径， q_u はソイルセメント強度である．

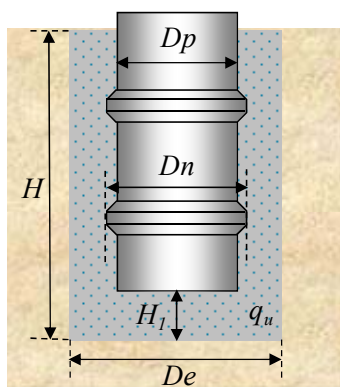


図6-3 杭体および根固め部の諸元

6.2.2 提案手法の手順

杭体および根固め部の構造仕様を決定する手順を図6-4に示すフローチャートを参照しながら説明する。

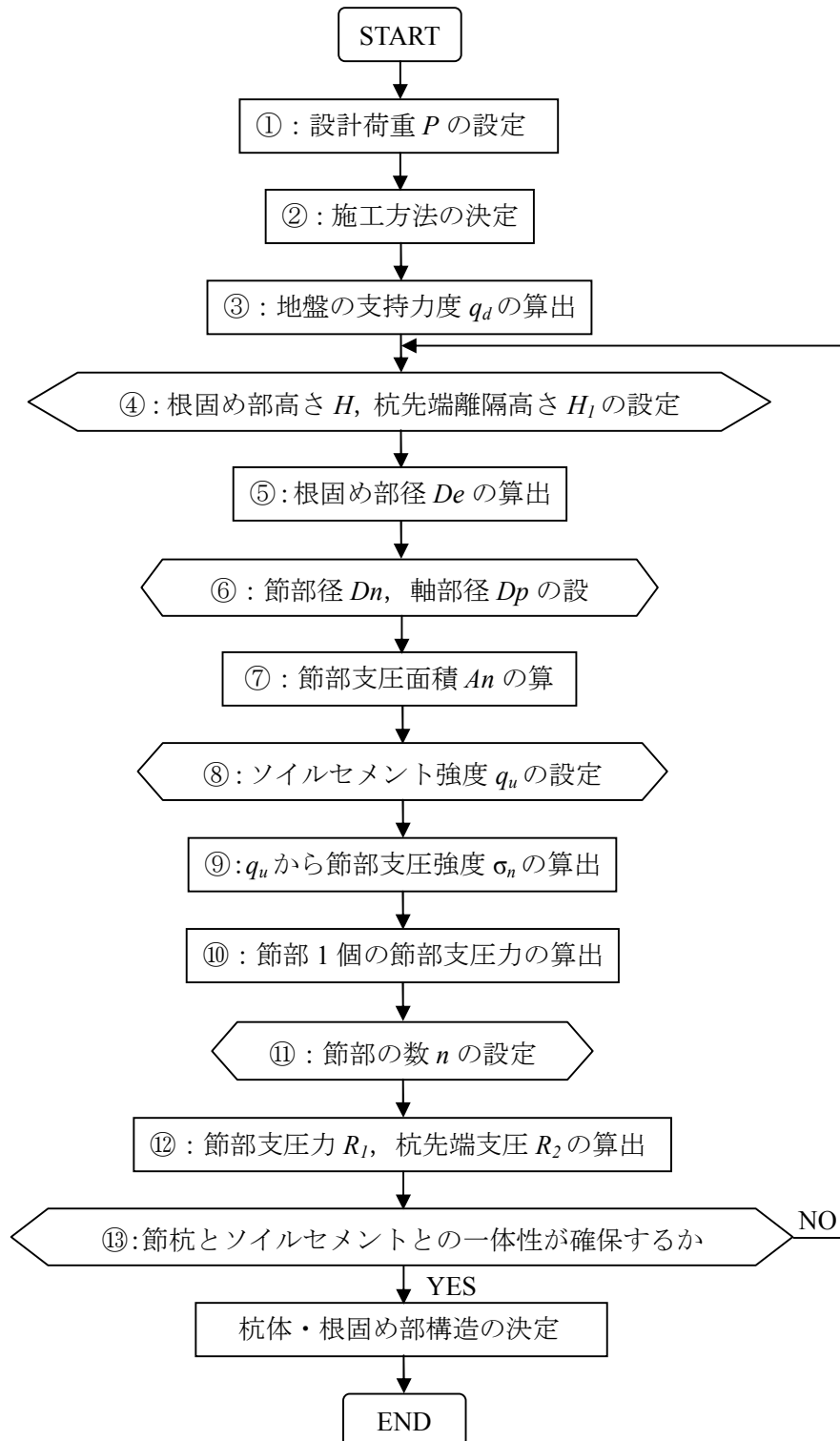


図6-4 杭体および根固め部の構造仕様の決定フローチャート

① 設計荷重 P の決定

設計荷重 P は、根固め部内の節杭1本で支持させる荷重(kN)とする。

② 施工方法の決定

施工方法は、節杭を用いたプレボーリング杭工法とする。

③ 地盤の支持力度 q_d の算出

地盤の支持力度 q_d は、根固め部底面における杭先端地盤の極限支持力度であり、地盤の N 値および土質種別から算出する。土木分野でのプレボーリング杭工法による杭先端地盤の極限支持力度は、表2-1により算出する。

④ 根固め部高さ H 、杭先端離隔高さ H_l の設定

初期設定は $H=2.0$ m, $H_l=0$ mとする。

⑤ 根固め部径 De の算出

根固め部径 De は、式6-3より算出する。式6-1において周面摩擦力 R_f は、根固め部の周面が受け持つ摩擦力である。 R_f は先端支持力 R_p に比べて小さいことから、 $R_f=0$ として R_p のみで P を負担するものとする。

$$P=R_p+R_f=R_p+0=q_d \cdot De^2 \cdot \pi/4$$

$$De=\sqrt{\frac{4P}{q_d\pi}} \quad (6-3)$$

ここで、 De : 根固め部径 (m), P : 設計荷重 (kN), q_d : 地盤の支持力度 (kN/m²)

⑥ 節部径 Dn 、軸部径 Dp の設定

根固め部径 De は、節杭を根固め部に沈設する際に、節部径 Dn に対して最低でも0.05 mのクリアランスが必要である。よって、 $Dn \leq De-0.05$ とする。一般的に節杭はそのサイズが規格化されており、規格品の中より条件に見合った節部径 Dn を選択する。また節部径を選択することで、軸部径 Dp も自ずと決まる。表6-2に規格化されている節杭の寸法一覧表を示す。

表6-2 規格化されている節杭の寸法一覧表 (単位: m)

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10
節部径 Dn	0.44	0.45	0.50	0.60	0.65	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
軸部径 Dp	0.30	0.30	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00

※節部の中心間隔は1 m, 杭長は4~15 m

⑦ 節部支圧面積 A_n の算出

節部支圧面積 A_n は、軸部から突出している節部の面積である。節部径 D_n 、軸部径 D_p が設定されていることから、節部支圧面積 A_n は式6-4により算出する。

$$A_n = (D_n^2 - D_p^2) \cdot \pi/4 \quad (6-4)$$

ここで、 A_n ：節部支圧面積 (m²)、 D_n ：節部径 (m)、 D_p ：軸部径 (m)

⑧ ソイルセメント強度 q_u の設定

ソイルセメント強度 q_u は0～30 N/mm²の範囲内で適宜の値を選択する。ただし、杭先端離隔高さ $H_1 > 0$ とした場合は、地盤の支持力度 $q_d \leq$ ソイルセメント強度 q_u とする。

⑨ q_u から節部支圧強度 σ_n の算出

節部支圧強度 σ_n とは、節部のみで荷重を支持する場合におけるソイルセメントの支圧抵抗のことである。第4章において、節部支圧強度とソイルセメント強度（一軸圧縮強さ）との相関性が高く、節部支圧強度とソイルセメント強度（一軸圧縮強さ）の比は2倍程度であることを確認した（図4-20、図4-29）。すなわち、節部支圧強度 $\sigma_n = \alpha \cdot q_u$ ($\alpha = 1 \sim 2$)の関係にあつて、節部支圧強度をソイルセメント強度よりも大きくとることができる。そこで、 α を1～2の範囲から適宜選択して節部支圧強度を算出する。

⑩ 節部1個の支圧力 R_1 の算出

節部1個の支圧力 R_1 はステップ⑦で算出した節部支圧面積 A_n と、ステップ⑨で算出した節部支圧強度 σ_n を用い、 σ_n と A_n の積から式から R_1 を算出する。

⑪ 節部の数 n の設定

初期設定は、 $n = 2$ とする。表6-2に示す規格されている節杭では根固め部高さ H が2 mであれば、節部の数 n は2個となる。

⑫ 節部支圧力 R_1 、杭先端支圧力 R_2 の算出

節部支圧力 R_1 は根固め部内の個々の節部に作用する支圧力の総和であり、ステップ⑩で算出した節部支圧力 R_1 に節部の数 n を乗じて求めることができる。一方、杭先端支圧力 R_2 については、既往の実験によれば、杭先端を根固め部底面から上方に離隔させると、ある一定高さまではそれに比例して支圧力が増大することが判明している。図6-5は文献56)の試験結果より算出した杭先端離隔高さ H_1 に対する軸部径 D_p の比を横軸にとり、離隔高さによって得られる支圧力の増加の割合を利得係数 β とし、これを縦軸にとったグラフである。杭先端支圧力 R_2 は、軸部径 D_p 、地盤の支持力度 q_d およびグラフに示された離隔による利得係数 β を用いて、式6-5より算出する。

$$R_2 = (Dp^2 \cdot \pi/4) \cdot q_d \cdot \beta \quad (6-5)$$

ここで、 R_2 ：杭先端支圧力 (kN)， Dp ：軸部径 (m)， q_d ：地盤の支持力度 (kN/m²)
 β ：離隔による利得係数

ここで、杭先端離隔高さ $H_l=0$ のとき、すなわち杭先端を根固め部底面まで挿入したときは $\beta = 1$ であり、 $H_l > 0$ のとき、すなわち杭先端を根固め部底面から離隔させたときは $\beta > 1$ である。

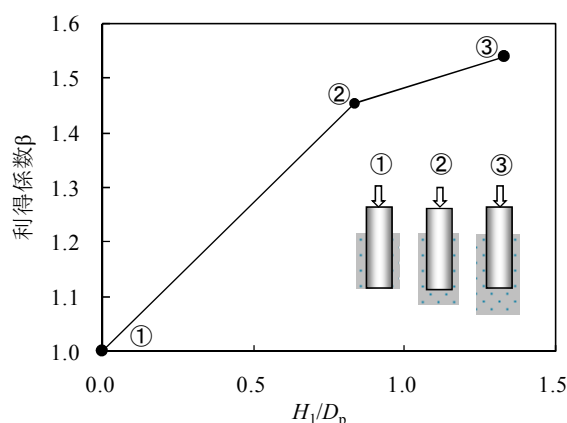


図6-5 H_l/D_p と利得係数 β

⑬ 節杭とソイルセメントとの一体性が確保するかの判定

ステップ①～⑫のようにして、節部支圧力 $n \cdot R_l$ と杭先端支圧力 R_2 を算出したら、式6-2を満足するか否かを判断する。式6-2を満足する場合は、節杭とソイルセメントの一体性が確保され、したがって節部支圧力 $n \cdot R_l$ 及び杭先端支圧力 R_2 の算出に各パラメータは設定値でよいものとし、杭体および根固め部の構造が決定する。一方、節部支圧力 $n \cdot R_l$ および杭先端支圧力 R_2 が式6-2を満足しない場合は、ステップ④以下を再度実行し、節部支圧力 $n \cdot R_l$ および杭先端支圧力 R_2 の算出に各パラメータの値を設定しなおす。設定値を変更するパラメータは、杭先端離隔高さ H_l 、節部径 Dn 、軸部径 Dp 、ソイルセメント強度 q_w 、節部の数 n のうち少なくとも1つであれば、いずれを変更してもよい。

6.3 ソイルセメントの仕様の決定方法

6.3.1 提案手法の概説

根固め部のソイルセメントは、根固め部（支持層）の土砂とセメントミルクを混合攪拌して築造される。ソイルセメントは節杭と根固め部との一体性を確保する上で重要な杭体構造であり、その強度は地盤から決まる鉛直支持力に大きく影響する要因となっている。従来では土1 m³あたりの根固め液（セメントミルク）の標準的な配合を設定し、ソイルセメントを築造する上で必要な注入量を決定するという手法がとられていた。しかし、この手法は土質の自然含水量や本杭の施工における掘削時の含水量の変化を何ら加味されていないため、ソイルセメントの強度を過大

に評価することがある。そのため最近では、あらかじめ現地盤で本杭の施工方法により築造した根固め部のソイルセメントを未固化状態で採取してその強度を確認して必要なセメントミルクの配合や注入量を決定する方法が多くなっている。

第5章では、本杭の根固め部のソイルセメントを対象として室内配合試験を行い、その強度特性に関する基礎的研究を実施した。その結果、根固め部のソイルセメントの一軸圧縮強さは有効セメント水比との間で良い相関性があることが分かり、この関係により本杭の施工におけるセメントミルクの配合や注入量などを選定することができることが分かった。そこで、今回提案するソイルセメントの仕様の決定方法は上記のような技術的背景に基づいてなされたものであって、本杭の施工に対応した経済的なソイルセメントの仕様を選定することができる。

6.3.2 提案手法の手順

ソイルセメントの仕様を決定する手順を図 6-6 に示すフローチャートを参照しながら説明する。

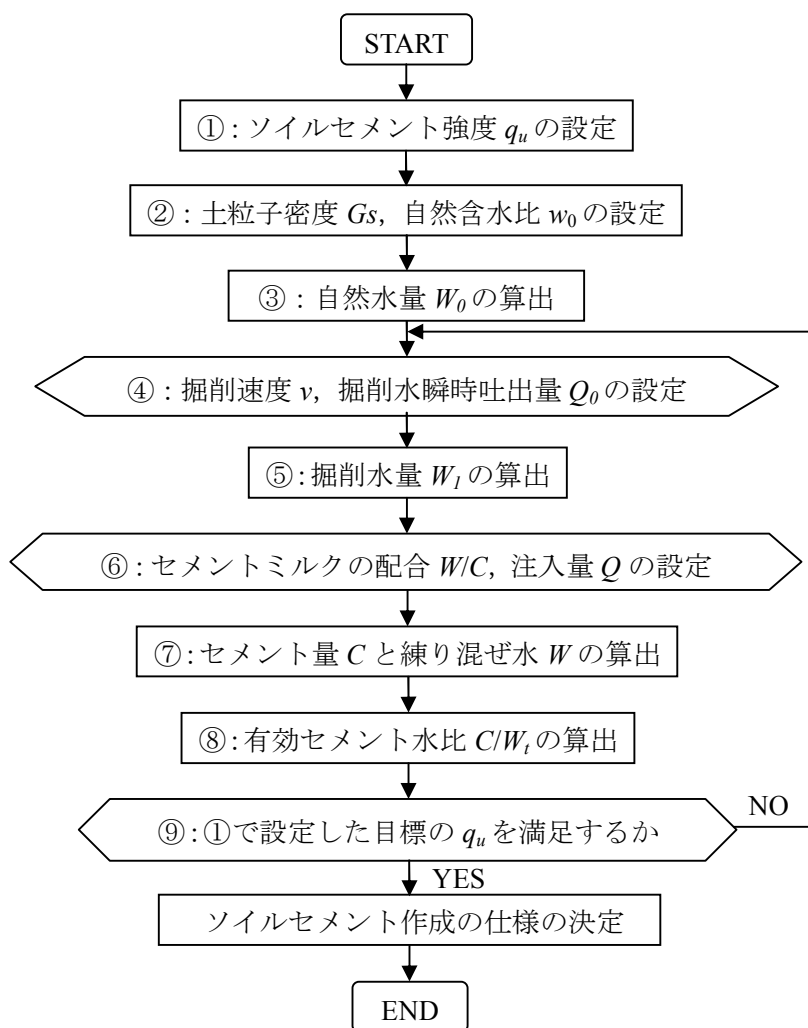


図 6-6 ソイルセメントの仕様の決定フローチャート

① ソイルセメント強度 q_u の設定

ソイルセメント強度 q_u は、根固め部内のソイルセメントの一軸圧縮強さ (N/mm²)とする。

② 土粒子密度 G_s 、自然含水比 w_0 の設定

土粒子密度 G_s は、根固め部（支持層）の土を構成する土粒子部分の単位体積当りの平均質量であり、一般に2.60～2.70 g/cm³の範囲にある。自然含水比 w_0 は、土が自然状態のままで保持している土の間隙に含まれる水の量(含水量)を土粒子部分の質量で除して求めた値であり、この値は土の種類にかなり異なる。よって、土粒子密度および自然含水比は現地土を用いて実測することが望ましい。また、ほとんどの支持層が地下水位以下にあることから飽和度 $S_r=100\%$ での湿潤密度 γ_t は式6-6によって算出する。

$$\gamma_t = \frac{1 + w_0}{1 + w_0 G_s} \gamma_w G_s \quad (6-6)$$

ここで、 γ_t ：飽和土の湿潤密度 (t/m³)

w_0 ：自然含水比

γ_w ：水の密度 (=1.0t/m³)

G_s ：土粒子密度 (t/m³)

③ 自然水量 W_0 の算出

自然水量 W_0 は、1 m³あたりの土が自然状態のままで保持している土の間隙に含まれる水の量(含水量)であり、式6-7、式6-8の関係式を用いて式6-9により算出する。

$$1 = \frac{W_s}{G_s} + W_0 \quad (6-7)$$

$$\gamma_t = W_s + W_0 \quad (6-8)$$

$$W_0 = \frac{\gamma_t - G_s}{1 - G_s} \quad (6-9)$$

ここで、 W_s ：土1 m³あたりの土粒子部分の重量 (t)

W_0 ：土1 m³あたりの自然水の重量 (t)

④ 掘削速度 v 、掘削水瞬時吐出量 Q_0 の設定

掘削速度 v は、根固め部（支持層）の土を掘削する平均速度であり、一般的に0.5～2.0 m/分程度である。掘削水瞬時吐出量 Q_0 は、根固め部（支持層）の土を掘削する際に使用した掘削水の吐出量であり、一般的な掘削水の瞬時吐出量は0.05～0.2 m³/分程度である。根固め部の土の掘削に要した掘削時間 T (=根固め部長さ H /掘削速度 v)と掘削水瞬時吐出量 Q_0 から根固め部区間での

掘削水総使用量 Q_I を算出する。表6-3に一般的な根固め部長さ2 mに対する掘削水総使用量 Q_I を示す。

表6-3 一般的な根固め部長さ2 mに対する掘削水総使用量 Q_I (単位：m³)

		掘削速度 v (m/分)					
		0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00
瞬時注入量 Q_0 (m ³ /分)	0.05	0.40	0.20	0.13	0.10	0.06	0.05
	0.10	0.80	0.40	0.26	0.20	0.12	0.10
	0.15	1.20	0.60	0.39	0.30	0.18	0.15
	0.20	1.60	0.80	0.52	0.40	0.24	0.20

⑤ 掘削水量 W_I の算出

掘削水量 W_I は、掘削水使用により増加した1 m³あたりの土の間隙に含まれる水の量（含水量）である。

⑥ セメントミルクの配合 W/C ，注入量 Q の設定

セメントミルクの配合 W/C は、根固め部築造に用いる根固め液の水セメント比であり、一般的な根固め液の W/C は60～70 %程度である。注入量 Q は、根固め部の築造に用いる根固め液の注入量であり、初期設定では根固め部体積 V_n を注入量 Q とする。また、注入量 Q を根固め部体積 V_n で除した値を注入率 a （初期設定は $a = 1$ ）とする。

⑦ セメント量 C と練り混ぜ水 W の算出

C_I は、根固め液を作製する際に用いるセメントミルク1 m³あたりのセメント添加量である。 W_2 は、根固め液を作製する際に用いるセメントミルク1 m³あたりの水量である。表6-4に一般的なセメントミルク1 m³あたりのセメント添加量と水量を示す。セメント量 C は、土1 m³に含まれるセメント添加量であり、式6-10により算出する。練り混ぜ水 W は、土1 m³に含まれる練り混ぜ水量であり、式6-11により算出する。

表6-4 一般的なセメントミルク1 m³あたりのセメント添加量と水量（単位：t）

	高炉セメント B 種		普通ポルトランド	
	セメント C_I	水 W_2	セメント C_I	水 W_2
$W/C = 60 \%$	1.077	0.646	1.090	0.654
$W/C = 65 \%$	1.022	0.664	1.034	0.672
$W/C = 70 \%$	0.973	0.681	0.983	0.688

※高炉セメントB種：比重3.05，普通ポルトランド：比重3.15

$$C = a \cdot C_l \quad (6-10)$$

$$W = a \cdot W_2 \quad (6-11)$$

ここで、 C ：土1 m³あたりに含まれるセメント添加量 (t)

W ：土1 m³あたりに含まれる練り混ぜ水量 (t)

a ：注入率

C_l ：セメントミルク1 m³あたりに含まれるセメント添加量 (t)

W_2 ：セメントミルク1 m³あたりに含まれる練り混ぜ水量 (t)

⑧ 有効セメント水比 C/W_t の算出

有効セメント水比 C/W_t は、ソイルセメント中のセメント添加量をソイルセメント中の全有効水量にて除して求めた値である。全有効水量 W_t は、自然水量 W_0 と掘削水量 W_l と練り混ぜ水量 W を足した値である。

⑨ ①で設定した目標の q_u を満足するかの判定

ステップ①～⑧のようにして、有効セメント水比 C/W_t を算出したら、目標の q_u を満足するか否かを室内配合試験結果によって求めた有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さ q_u の関係（図6-7）より判断する。目標の q_u を満足する場合は、掘削水量やセメント量や練り混ぜ水量の各パラメータは設定値でよいものとし、ソイルセメントの作成の仕様を決定する。一方、目標の q_u を満足しない場合は、ステップ④以下を再度実行し、掘削水量 W_l やセメント量 C や練り混ぜ水量 W の各パラメータの設定値を設定しなおす。

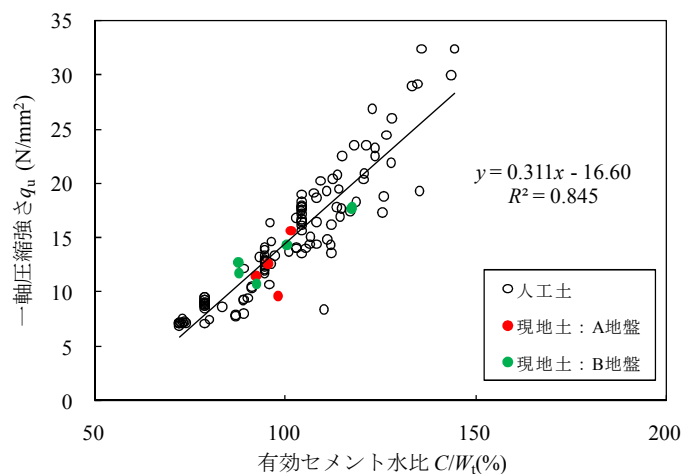


図6-7 有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さ q_u の関係の一例

6.4 まとめ

本章では、第 4 章および第 5 章で検証した結果をもとに、根固め部の杭体構造の決定方法およびソイルセメントの仕様の決定方法を提案した。提案内容は以下の通りである。

- ① 根固め部の杭体構造の決定方法では、節杭とソイルセメントとの一体性が確保されているという条件の下では、節杭に有利な支圧力が作用していることを考慮して、杭体構造および根固め部構造を決定するので、ソイルセメントの強度や節杭の仕様などを、荷重を支持するのに過不足ないものとすることができ、経済的な設計をすることができる。
- ② ソイルセメントの仕様の決定方法では、本杭の根固め部のソイルセメントを対象として室内配合試験を行い、その強度特性に関する基礎的研究を実施した。その結果、根固め部のソイルセメントの一軸圧縮強さは有効セメント水比との間で良い相関性があることが分かり、この関係により本杭の施工におけるセメントミルクの配合や注入量などを選定することができることが分かった。そこで、この技術的背景に基づいて、本杭の施工に対応した経済的なソイルセメントの仕様を決定することができる。

第7章 結論

本論文では、まず第3章にて原位置において載荷試験を実施した本杭の根固め部の掘出し調査を実施し、載荷試験により地盤から決まる極限支持力に至るまで荷重履歴を受けた本杭の根固め部の杭体構造の品質確認を行った。次に、第4章にて節部の有無がソイルセメントとの付着効果に与える効果および、様々な条件での節杭とソイルセメントの付着特性を把握するために、節杭とソイルセメントの押抜き試験を実施した。続いて、第5章にて本杭の施工方法を考慮した高強度のソイルセメントの室内配合試験を実施し、支持層を構成する土質に対しソイルセメントの強度特性を検討した。最後に、第6章では第4章および第5章で得られた知見をもとに、本杭の根固め部の杭体構造およびソイルセメントの仕様の決定方法を提案した。

まず、原位置における本杭の掘出し調査結果(第3章)から得られて知見は以下の通りである。

- ① 掘出した根固め部の外周部および内部の健全性調査から、現地土とセメントミルクの混合攪拌が均一に実施され、設計根固め部径を満足する根固め部が築造されていたことを確認した。
- ② 外周部および内部の健全性調査から、根固め部のソイルセメントには、剥離や亀裂などの損傷は見られなかったことを確認した。
- ③ 根固め部のソイルセメント強度は、平均で $10.9 \sim 13.2 \text{ N/mm}^2$ (変動係数 20~30 %) であったが、今回の試験条件では地盤から決まる極限支持力に対して、根固め部は健全であり、極限支持力時の破壊パターンは、地盤破壊であることを確認した。

次に、節杭とソイルセメントの押抜き試験(第4章)から得られて知見は以下の通りである。

- ④ 節杭は側圧が作用する条件では側圧が作用しないストレート杭に比べて押抜き最大荷重が4倍程度大きくなる。これは、節部支圧(節部が受けるソイルセメントの支圧抵抗)による効果と側圧による影響であることを確認した。また、側圧がある場合の節杭は側圧がない場合の節杭と比較して押抜き最大荷重が2倍程度、節部支圧区間の初期剛性が10倍程度大きくなる。
- ⑤ 押抜き最大荷重の増加比率と節部高さや節部投影面積の増加比率は相関性が高い。
- ⑥ 同一の節部高さ、根固め部径においては、節部支圧強度(押抜き最大荷重を節部投影面積で割った値)とソイルセメント一軸圧縮強さとの相関性が高く、節部支圧強度とソイルセメント一軸圧縮強さの比は2倍程度である。
- ⑦ 同一の節部高さ、根固め部径においては、節部支圧強度は側圧に対して比例して増加するが、ソイルセメント一軸圧縮強さが 20 N/mm^2 および 30 N/mm^2 の場合では側圧が700

kN/m^2 以上では節部支圧強度はその増加が小さく収束する傾向である。

- ⑧ 本試験が地盤中での側圧状態を再現できていることを確認するために、既往の試験（模型土槽試験，実杭先端載荷試験）と比較した。本試験は，地盤中での側圧状態を再現した押抜き試験結果として評価できるものであることを確認した。

次に，ソイルセメントの強度特性（第5章）から得られて知見は以下の通りである。

- ⑨ 砂質土においては，一軸圧縮強さはセメント添加量（セメントミルクの注入量）に比例して増加する。セメントの添加量（セメントミルクの注入量）の増加比率と一軸圧縮強さの増加比率はほぼ同等に増加し，一軸圧縮強さの増加比率はセメントの添加量（セメントミルクの注入量）の増加比率との相関性が高いことがわかった。
- ⑩ 砂質土においては，有効セメント水比 C/W_t と一軸圧縮強さの間には良好な相関関係がみられ，この関係より一軸圧縮強さはセメントの添加量と供試体内部の全有効水量の比によって推定できることが分かった。
- ⑪ 細粒分を多く含む砂質土は，ベントナイトを添加した場合と同様に供試体内の材料分離を防止し，供試体内の水のブリーディングを防止する効果がある。また細粒分含有率の増加によって供試体は内部に水を多く含んだままで硬化することで，有効セメント水比 C/W_t が小さくなり，一軸圧縮強さが小さくなることが分かった。
- ⑫ 細粒分を多く含む砂質土においても， C/W_t と一軸圧縮強さの間には高い相関関係がみられる。今回の試験に用いた対象土やセメントミルクの配合では砂質土の粒度や粒径による影響は小さいことが分かった。
- ⑬ 礫分を含む砂質土において，粒径 10 mm と 25 mm で比較すると，礫分混入率の増加に伴い，一軸圧縮強さは減少していく。また，粒径により一軸圧縮強さの低下傾向や一軸圧縮強さの低下が急増を開始する礫分混入率が異なる。また粒径が大きくなることにより，一軸圧縮強さの低下が急増を開始する礫分混入率が小さくなることがわかった。
- ⑭ 人工土を用いた場合と現地土を用いた場合の室内配合試験結果においても C/W_t と一軸圧縮強さの関係で整理すると，ほぼ同様の傾向となり，その相関性が確認された。

最後に，第4章および第5章で得られた知見をもとに，節杭を用いたプレボーリング杭工法の杭体構造の決定方法（第6章）の提案を行った。まず，本杭の根固め部の杭体構造の決定方法の提案内容は以下の通りである。

- ⑮ 今回の提案手法は，節杭とソイルセメントとの一体性が確保されているという条件の下では，節杭に有利な支圧力が作用していることを考慮して，杭体構造および根固め部構造を決定するので，根固め部強度などを，荷重を支持するのに過不足ないものとすることができ，経済的な設計をすることができる。また，一体性を満足するように，より具

体的に杭体の根固め部底面からの離隔高さ、突起部径および杭軸部径、突起部の数およびソイルセメントの強度を設定することを特徴としている。

次に、本杭のソイルセメントの仕様の決定方法の提案内容は以下の通りである。

- ⑩ 第5章にて根固め部のソイルセメントの一軸圧縮強さは有効セメント水比との間で良い相関性があることが分かった。この関係を用いた今回提案するソイルセメントの仕様の決定方法は本杭の施工に対応した（土質の自然含水量や掘削時の含水量の変化を考慮）経済的なソイルセメントの仕様（セメントミルクの配合、セメントミルクの注入量）を選定することができることを特徴としている。

最後に今後の課題を下記に示す。

- ① 第3章では、地盤から決まる極限支持力に至るまで荷重履歴を受けた根固め部の品質確認を実施し、先端支持力と根固め部のソイルセメントの強度の関係を検証した。今後は根固め部のソイルセメントの強度が小さい場合における先端支持力との関係性を検証していきたい。
- ② 第4章では、節杭とソイルセメントの押抜き試験を実施し、節部の有無がソイルセメントとの付着効果に与える効果および、様々な条件での節杭とソイルセメントの付着特性を把握した。今後は根固め部径、節部の間隔による影響や上下の節部の分担割合などを引き続き検証していきたい。
- ③ 第5章では、本杭の施工方法を考慮した高強度のソイルセメントの室内配合試験を実施し、支持層を構成する土質に対しソイルセメントの強度特性を把握した。今後は室内配合試験にて作製したソイルセメントと実地盤にて施工したソイルセメントの関連性（使用する施工機材や攪拌方法による影響など）の把握を進めていきたい。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編， 2012.
- 2) (社)日本道路協会：杭基礎施工便覧， 2007.
- 3) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧， 2007.
- 4) 中谷昌一，石田雅博，白戸真大，井落久貴：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，4037号，2007.
- 5) 桑原文夫：建築分野における高支持力杭の現状と課題，基礎工，Vol.36，No.12，pp.2-6，2008.
- 6) 土屋富男，首藤泰彦，丹野吉雄：高支持力埋込み杭の根固め部に対する施工管理の提案と実施例，日本建築学会技術報告集，Vol.18，No.38，pp.107-112，2012.
- 7) You-zai, Xu. and Yabuuchi, S. : Bearing capacity of precast nodular piles in Tianjin soft clayey soil, 4th International DFI Conference, pp.319-323, 1991.
- 8) Kanai, S. and Yabuuchi, S. : Loading tests of bored piles inserted nodular and cylindrical piles, Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe(ed), pp.429-434, 1988.
- 9) 藪内貞男，小椋仁志：節杭の形状・構造・施工法・支持力等の変遷，基礎工，Vol.35，No.7，pp.57-60，2007.
- 10) (社)公共建築協会：建築工事監理指針 平成9年度版（上巻），pp183-185，1997.
- 11) 小椋仁志，小松吾郎，真鍋雅夫，大島章，千種信之，細田豊，須見光二，三村哲弘：既製杭のプレボーリング拡大根固め工法の拡大掘削径と鉛直支持力，GBRC，Vol.32，No.1，pp.10-21，日本建築総合試験所，2007.
- 12) Kobayashi, K. and Ogura, H. : Vertical bearing capacity of bored pre-cast pile with enlarged base considering diameter of the enlarged excavation around pile toe, Advances in Deep Foundations—Kikuchi, Otani, Kimura and Morikawa, pp.277-283, 2007.
- 13) (財)国土技術研究センター：HYSC 杭工法（鋼管ソイルセメント杭工法），建設技術審査証明事業，2007.
- 14) (財)国土技術研究センター：ガンテツパイル（鋼管ソイルセメント杭工法），建設技術審査証明事業，2006.
- 15) 木谷好伸，加藤洋一，桑原文夫：埋込み杭の拡大根固め球根の鉛直支持性能に関する模型実験（その2 節部を有する杭体の場合），日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.624，pp.267-273，2008.
- 16) 石川一真，伊藤淳志，小椋仁志，永井雅：根固め部の強度と下方長さが節杭の支持力特性に与える影響—埋込み杭の拡大根固め部に関する模型実験 その1—，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.670，pp.2107-2113，2011.
- 17) 小椋仁志，山崎雅弘：節杭を用いたプレボーリング拡大根固め工法での杭先端の設置位置（根固め部の破壊を考慮したFEMによる検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.509-510，2006.
- 18) (財)土木研究センター：鋼管杭先端拡大根固め工法「Super KING 工法」，建設技術審査証明報告書，2007.
- 19) 塩坂英之，土屋富男，内田明彦，田屋裕司：高支持力埋込み杭の拡大根固め部の掘り出し調査，日本

建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.605-606, 2008.

- 20) 小椋仁志, 須見光二, 小松吾郎, 今広人, 細田光美: 掘出し調査による埋込み杭根固め部の出来形確認, 第45回地盤工学研究発表会講演集, pp.1139-1140, 2010.
- 21) 温品秀夫, 岡沢良昭, 西本憲正, 千種信之: 高支持力埋込み杭の掘出しによる根固め部の調査(その1): 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.399-400, 2012.
- 22) 松村弘道, 佐久間仁, 升田貞和, 谷口勲: 充填型鋼管コンクリート構造用内面リブ付き鋼管の最適リブ形状と製造技術, 鉄と鋼, Vol.76, No.8, pp.1277-1284, 1990.
- 23) (財)土木研究センター: 内面リブ付鋼管巻き場所打ち杭「JFETB 工法」, 建設技術審査証明報告書, 2010.
- 24) 三井隆, 吉川正, 池田昭彦, 青山要, 中川浩二: 細粒分含有率が異なる改良土の室内配合試験による基礎的研究, 土木学会論文集, No.693/VI-53, pp.117-129, 2001.
- 25) 伊藤亜政, 辻幸和: セメントを安定材に用いた事前混合処理土の強度に及ぼす粒度の影響, 土木学会論文集, No.451/V-17, pp.337-340, 1992.
- 26) 加藤誠, 田中憲章, 太田和善, 金城徳一, 田坂行雄: 高強度ソイルセメントに関する研究・その1, 第36回地盤工学会研究発表会講演集, pp.745-746, 2001.
- 27) (社)地盤工学会: 地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験・同解説 一第一回改訂版一, 2002.
- 28) 桑原文夫: 建築分野における高支持力杭の現状と課題, 基礎工, Vol.36, No.12, pp.2-6, 2008.
- 29) 横幕清, 白戸真大, 中谷昌一: 杭の鉛直支持力推定式の作成方法の標準化とそれに基づく推定方法の見直し, 土木技術資料, Vol.51, No.5, 2009.
- 30) 山田哲司, 加津憲章, 板垣浩三, 吉田映: 正逆回転攪拌翼により造成されたソイルセメント合成鋼管杭のソイルセメントの品質について, セメント系安定処理土に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.111-116, 1996.
- 31) 土屋富男, 佐々木幸男, 檜垣歩: 細粒分を含む砂質土支持地盤に定着する高支持力埋込み杭の品質調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp.591-592, 2009.
- 32) 桑原文夫: 既製コンクリート杭埋込み工法の現状と展望, 基礎工, Vol.28, No.11, pp.2-5, 2000.
- 33) 小椋仁志: 節杭を用いたプレボーリング拡大根固め工法における根固め部強度のFEMによる検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp.603-604, 2008.
- 34) 今井政人, 岡二三生, 中島伸一郎, 張鋒: 薄肉鋼管-ソイルセメント複合構造体の圧縮変形特性とそのモデル化, 土木学会論文集, No.792, pp.103-118, 2005.
- 35) 今広人, 吉田映, 樺澤和宏, 小松吾郎, 桑原文夫, 木村亮: 先端載荷試験後に掘り出した節杭を用いたプレボーリング工法の根固め部の調査, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.4, pp.615-623, 2010.
- 36) (社)日本道路協会: 杭基礎施工便覧 平成18年度改訂版, pp.196-197, 2007.
- 37) (社)地盤工学会: 土質試験の方法と解説一第一回改訂版一, pp.308-316, 2000.
- 38) 桑原文夫, 岡扶樹, 大槻貢, 日比野信一, 吉田茂: 埋め込み杭施工時における杭周囲の地盤内の土圧計測, 日本建築学会技術報告集, 第10号, pp.53-56, 2000.
- 39) CDM 研究会: セメント系深層混合処理工法 CDM 設計と施工マニュアル(設計・施工編), pp.86, 1998.

- 40) 岡原美知夫, 福井次郎, 中谷昌一, 田口敬二, 藤村知広: 杭頭部とフーチングの結合部の設計法に関する検討, 土木研究所資料, 第 3077 号, pp.123-133, 1992.
- 41) (社)土木学会: コンクリート標準示方書[規準編]土木学会規準および関連規準, pp.210-211, 2005.
- 42) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, pp.558-565, 2012.
- 43) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, pp.45-47, 2012.
- 44) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, pp.613, 2012.
- 45) 菅井正澄, 藤山哲雄: セメント改良粘土の一軸圧縮強度に影響を及ぼす要因について, 土木学会第 55 回年次講演会講演概要集, III-B213, pp.426-427, 2000.
- 46) 御手洗義夫, 永留健, 青木雅俊: 固化処理土の強度発現と湿潤密度の関係, 第 43 回地盤工学研究発表会, pp.685-686, 2008.
- 47) (財)日本建築センター: 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—, pp.313-314, 2002.
- 48) (社)地盤工学会: 土質試験の方法と解説—第一回改訂版—, pp.214-237, 2000.
- 49) 福島伸二, 谷茂, 北島明, 西本浩司: 底泥土の固化処理強度に及ぼす粒度と含水比の影響, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.2, pp.376-388, 2007.
- 50) 川上英男: 粗骨材粒径とコンクリート強度, 日本建築学会学術講演会梗概集, 構造系, pp.11-12, 1968.
- 51) 川上英男: 粗骨材の粒径と量がコンクリート強度に及ぼす影響, 日本建築学会学術講演会梗概集, 構造系, pp.341-342, 1969.
- 52) (株)朝倉書店: コンクリート工学ハンドブック, p.275, 1978.
- 53) 疋田次峰, 倉本洋, 田中仁史, 中治弘行: コンクリートの一軸圧縮応力-ひずみ関係に及ぼす寸法効果の影響, コンクリート工学年次論文集, Vo.24, No.2, pp.193-198, 2002.
- 54) 今広人, 吉田映, 木村亮: 節杭を用いたプレボーリング工法の根固め部における節杭とソイルセメントの付着性能に関する検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.361-375, 2012.
- 55) 倉知禎直, 日下部治, 上野勝利, 加倉井正昭, 横山幸満: 根固め杭の先端支持力に及ぼす形状の影響, 第 27 回土質工学研究発表会講演集, pp.1559-1562, 1992.
- 56) 石川一真, 伊藤淳志, 小椋仁志: 根固め部の下方長さや強度がストレート杭の支持力特性に与える影響—埋込み杭の拡大根固め部に関する模型実験—その 2—, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.676, pp.883-889, 2012.
- 57) 倉知禎直, 日下部治, 上野勝利, 加倉井正昭, 稲葉繁, 横山幸満: 根固め杭の先端部の破壊形態, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演集, pp.892-893, 1992.

謝辞

本論文の作成に当たっては多くの先生方、研究室の先輩、後輩、職場の上司、先輩、後輩から御指導と御支援を賜りました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

京都大学教授 木村 亮 先生には、本研究を取りまとめるにあたり熱意ある御指導・御鞭撻を賜りました。先生には、研究に対する取り組む心得から物事を大局的見地に立って解釈することといった多岐にわたりご教示をいただきました。また土木技術者として社会貢献の観点を強く意識しての研究を実施することが重要であることを御教授していただきました。今後も先生からいただいた数々の御言葉を胸に、土木技術者として精進していきたいと思います。ここに感謝の意を表すとともに、深く御礼申し上げます。

京都大学教授 岡 二三生 先生には、本論文の審査をしていただきました。審査を通じて、貴重な御指摘や御助言を賜り、論文の内容をより充実させることが出来ました。ここに心より深く感謝し、御礼申し上げます。

京都大学准教授 岸田 潔 先生には、本論文の審査をしていただきました。先生には、研究室ゼミや研究発表会の際に、実験結果のデータに対して鋭い御指摘や的確なアドバイスをいただきました。論文作成においては、懇切丁寧に御指導いただきました。ここに感謝の意を表すとともに、深く御礼申し上げます。

入学以来所属しました研究室の研究生の方々からも多大な協力を得ました。玉井 俊行氏（現 旭化成建材）、澤村 康生氏（現 博士課程二回生）、竹中 信博氏（現 大林組）、寺本 俊太郎氏（現 博士課程一回生）、平坂 友里恵氏（現 清水建設）、荒居 旅人氏（現 日揮）、福田 佳典氏、水野 裕大氏、並川 卓也氏、仲井 春日氏には、学生生活をともにする中で多くの面で御支援いただきました。ここに心より深く感謝致します。

筆者が本研究を遂行できたのはジャパンパイル株式会社の多くの方々の御力添え、御支援によるものです。ここに心より深く御礼申し上げます。

ジャパンパイル株式会社 技術企画室顧問 吉田 映氏には、京都大学大学院工学研究科博士後期課程への編入学を薦めて頂いたことから始まり、本研究のとりまとめまで、常日頃数多くの御指導や御教示、御協力をいただきました。ここに心より深く御礼申し上げます。

以上に御名前を挙げた方々以外にも数多くの方々から御指導、御鞭撻、御協力をいただきました。これらのご支援なくしては、本研究を遂行することはできませんでした。ここに心よりの感謝の意を表します。誠にありがとうございました。

最後に私事になりますが、研究生活を影ながら支えてくれた家族に心より感謝致します。